

Guide international sur les digues

The International Levee Handbook (2013)

version française (2019)



Guide international sur les digues 2019

The International Levee Handbook (2013)
version française (2019)

Collection | **Références**

Édition Cerema

Cerema Eau, mer et fleuves – 134, rue de Beauvais – CS 60039 – 60280 Margny-lès-Compiègne Tél : +33(0)3 44 92 60 00
Siège social : Cité des Mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél : +33 (0)4 72 14 30 30

MOTS CLÉS

Inondation, digues, protections, enrochements, défaillances, rupture, évaluation, risque, gestion de crise, gestionnaire, propriétaire, zone protégée, enjeux, vulnérabilité, environnement, crues, débits, cotes, niveau de protection, niveau de sûreté, crête de digue, talus pente, glissement, affouillement, hydrogéomorphologie, hydraulique, fluvial, maritime, berges, côte, littoral, système d'endiguement, géotechnique, levés topographiques et bathymétriques, transport solide, mesures, données historiques, dimensionnement, végétation, construction, reconnaissances géotechniques, géophysique, cycle de vie

LECTEURS INTÉRESSÉS	CLASSIFICATION
Gestionnaires, consultants, ingénieurs en génie civil, ingénieurs en hydraulique, ingénieur en géotechnique, géologues, autorité de réglementation, géomorphologues, modélisateurs, autorités de planification, services de contrôle des ouvrages hydrauliques, bureaux d'études, constructeurs, entreprises, laboratoires, universités	Disponibilité : non limitée Contenu : recommandations/guide Statut : comité de pilotage Utilisateur : gestionnaires, consultants, entreprises, autorités de réglementation et conseillers en environnement, chercheurs

RESPONSABILITÉ

Cette publication est conçue pour fournir des informations précises et bien fondées sur les thèmes couverts. Elle est vendue et/ou distribuée avec l'accord que ni les auteurs, ni l'éditeur, ne sont tenus de prestation légale ou de quelconque service professionnel que ce soit. Bien que tous les efforts aient été faits pour s'assurer de l'exactitude et de la perfection de la publication, aucune garantie ou aptitude n'est fournie ou est impliquée, et les auteurs et l'éditeur n'auront ni la responsabilité ni l'obligation légale vis-à-vis de toute personne ou entité en ce qui concerne une quelconque perte ou des dommages résultant de son utilisation.

Tous droits réservés. Aucune partie de cette publication ne peut être reproduite ou distribuée sous aucune forme ou par aucun moyen, y compris la reproduction et l'enregistrement, sans permission du gestionnaire des droits (CIRIA, Cerema). La demande devra être adressée à l'éditeur. Une telle permission écrite doit également être obtenue avant qu'une quelconque partie de cette publication soit stockée dans un système de stockage de données de quelque nature que ce soit.

DROITS COMMERCIAUX

Certains produits mentionnés dans ce livre sont des marques déposées ; pour des précisions les lecteurs devront consulter le fabricant. La mention dans cette publication d'une marque propriétaire ne veut pas dire que les auteurs ou les éditeurs approuvent ou recommandent le produit.

RÉFÉRENCIEMENT DE CETTE PUBLICATION

Lorsque cette publication est référencée dans d'autres supports écrits, veuillez employer l'information suivante :

Titre	Guide International sur les Digues – <i>The International Levee Handbook</i> (2013) version française
Auteurs	Œuvre collective
Traducteurs	Œuvre collective
Date	2019
Éditeur	Cerema, Bron

En utilisant le système standard Harvard, la référence devrait apparaître comme suit :

Cerema (2019), Guide international sur les digues, *The International Levee Handbook*, CIRIA (2013), version française, Cerema, Bron (1485 pages)

Traduction intégrale CIRIA ; Cerema

ISBN 978-2-37180-404-3

Préface

En 2008, plusieurs pays d'Europe et d'Amérique du Nord ont constaté l'absence d'un document de référence technique commun et consensuel au niveau international sur les digues de protection contre les inondations, alors que le cumul des linéaires de ces digues dans ces pays atteint plusieurs centaines de milliers de kilomètres.

Les autorités compétentes en matière de digues aux États-Unis, en France et au Royaume-Uni, avec le concours de l'Irlande, des Pays-Bas et de l'Allemagne, ont alors décidé de produire conjointement un guide : *The International Levee Handbook* (ILH). Ce guide, publié en 2013, constitue désormais une référence commune sur les bonnes pratiques de gestion et de conception des digues.

Le Cerema et l'Irstea, ont participé à ce projet, avec le soutien financier et technique du ministère de la Transition écologique et solidaire, représenté par la Direction générale de la prévention des risques (DGPR). Ce fut notamment l'occasion de valoriser la connaissance développée dans le cadre de la politique de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques mise en œuvre depuis la fin des années 1990.

Dans le prolongement de ce projet international, la DGPR et ses appuis techniques ont souhaité mettre à disposition une version française du guide. Pour mener à bien cette mission, plusieurs organismes publics et privés, réunis en une équipe-projet d'une vingtaine de personnes, ont participé à sa traduction. Ce guide en version française complète désormais le référentiel « digues », sorti en janvier 2015 à la demande de la DGPR et dont la réalisation avait été coordonnée par l'Irstea avec la contribution du Cerema et d'autres acteurs publics et privés.

Le guide international sur les digues n'a pas de caractère prescriptif, mais constitue un manuel de référence à destination des collectivités territoriales, des propriétaires et des gestionnaires de digues, des bureaux d'études, des services de contrôle de l'État et des entreprises de travaux publics.

Nous espérons que sa diffusion permettra à chacun de ces acteurs d'améliorer ses connaissances et son savoir-faire en matière de digues.

Préface de la version anglaise

Les digues, autrement connues sous le nom de levées, sont un élément important de la gestion du risque inondation. Beaucoup de nos villes et cités seraient difficilement habitables sans elles. Ainsi, si l'on ne considère que l'Europe et les États-Unis, on estime à plusieurs centaines de milliers de kilomètres le linéaire de digues en bordure des fleuves et des côtes. La maintenance de ces digues en période normale ou lorsqu'elles sont fortement sollicitées est une tâche essentielle pour les services impliqués dans la gestion du risque inondation. Les opérations consistent donc d'une part en l'entretien et l'amélioration des digues existantes et d'autre part en la construction de nouveaux ouvrages. Néanmoins nombre de ces actions ne tirent pas nécessairement avantage de l'expérience acquise dans d'autres pays. Or ce n'est que par le partage de la connaissance à un niveau international que les programmes de travaux peuvent être optimisés en matière de performance, d'efficacité et de respect de l'environnement.

La production de ce nouveau guide est le fruit d'une collaboration entre les États-Unis, la France et le Royaume-Uni, avec le soutien additionnel de l'Irlande, des Pays-Bas et de l'Allemagne. Les gouvernements de ces pays ont acté la nécessité de financer la production d'une référence commune sur les bonnes pratiques de gestion et de conception des digues, en s'appuyant sur les compétences mobilisables en Europe et aux États-Unis.

Ce guide est plus qu'une révision ou une combinaison des documents de référence des pays participants. Il représente pour une équipe d'experts plus de cinq années de travail soutenues par un processus de revue internationale par des pairs. Ce travail a abouti à l'élaboration d'un manuel complet sur l'évaluation de la sécurité, la gestion, la conception et la construction des digues, qui intègre l'essentiel des bonnes pratiques. Bien que ce guide ne soit pas une norme, nous pensons que la bonne application de ses recommandations contribuera à améliorer sur le long terme la gestion et la conception des digues. Les recommandations de ce guide visent aussi, conjointement avec la protection des vies humaines et des biens, à la préservation des écosystèmes naturels.

Nous avons le plaisir de présenter ce guide à toutes les personnes impliquées dans la gestion ou la construction des digues, ouvrages dont dépendent nombre de communautés dans le monde pour être protégées contre les inondations.

Auteurs

ÉQUIPES DE RÉDACTION ET DE PUBLICATION DE LA VERSION ANGLAISE

Royaume-Uni : la coordination générale du projet a été réalisée par CIRIA. Le travail technique a été réalisé par un consortium piloté par HR Wallingford et intégrant CH2M Hill et Royal HaskoningDHV.

Irlande : l'Irlande a apporté un soutien financier et des éléments à travers le groupe support Royaume-Uni et Irlande.

France : la contribution française au guide ILH a été réalisée par un consortium piloté par le Cerema et incluant Irstea, plusieurs services du Ministère de l'écologie, des gestionnaires de digues, et des bureaux d'études privés.

États-Unis : le corps du génie de l'armée de terre des États-Unis (United States Army Corps of Engineers ou USACE), le département de la Sécurité intérieure des États-Unis (United States Department of Homeland Security, DHS), et la commission nationale sur la sécurité des digues (National Committee of Levee Safety, NCLS) ont été les premiers acteurs impliqués dans ce projet aux États-Unis, chacun assurant une mission spécifique. Étant donné le nombre d'entités intéressées par le sujet des digues aux États-Unis, à l'occasion de conférences nationales ou d'autres événements, l'USACE, le DHS et le NCLS ont offert à un groupe plus large l'opportunité de contribuer soit par un enrichissement des contenus soit par des relectures.

Allemagne : des éléments utiles ont été fournis par les comités en charge de l'établissement des normes allemandes.

Pays-Bas : des contributions de plusieurs offices de l'eau (water boards) et de consultants privés ont été fournies par l'intermédiaire et avec la coordination de Stowa.

ÉQUIPE TECHNIQUE ÉDITORIALE

Henk van Hemert	Stowa, Pays Bas
Marc Igigabel	Cerema, France
Reinhard Pohl	Technische Universität Dresden, Allemagne
Michael Sharp (président)	USACE, États-Unis
Jonathan Simm	HR Wallingford, Royaume-Uni
Rémy Tourment	Irstea, France
Michael Wallis	HR Wallingford, Royaume-Uni

PILOTE TECHNIQUE DU PROJET

Jonathan Simm	HR Wallingford, Royaume-Uni
---------------	-----------------------------

GESTIONNAIRES DU PROJET (CIRIA)

Louise Clarke
Jonathan Glerum
Kristina Gamst Povlotsky
Clare Drake (Éditeur)

ASSISTANT DES GESTIONNAIRES DU PROJET (CIRIA)

Gillian Wadams

Lee Kelly

DIRECTEUR DU PROJET (CIRIA)

Owen Jenkins

COMITÉ DE PILOTAGE

Jackie Banks	Environment Agency, Royaume-Uni/Irlande
Mervyn Bramley	Ingénieur indépendant, Royaume-Uni/Irlande
Patrick Chassé	Cerema, France
Tammy Conforti	USACE, États-Unis
Henk Van Hemert	Stowa, Pays Bas
Owen Jenkins	CIRIA, Royaume-Uni/Irlande
Thibaut Mallet	Symadrem, France
Enrique Matheu	DHS, États-Unis
Reinhard Pohl	Teschnische Universität Dresden, Allemagne
Paul Royet	Irstea, France
Michael Sharp	USACE, États-Unis
Jonathan Simm	HR Wallingford, Royaume-Uni
Steven Verigin	GEI consultants, États-Unis

FINANCEMENTS DE L'ÉDITION ANGLAISE

France	Ministère de la Transition écologique et solidaire (MTES)
Pays-Bas	Fugro Water Services
Irlande	Office of Public Works
Royaume-Uni	Atkins PLC, BAM Nuttal Ltd, Black & Veatch Ltd, Environment Agency, ICE, Mott MacDonald, Opus International Consulting, Gouvernement Écossais
États-Unis	USACE

ÉQUIPES PAR CHAPITRE

Chapitre 1 Introduction

Pilote	Michael Sharp, USACE
Auteurs	Équipe technique éditoriale

Chapitre 2 Les digues dans le cadre de la gestion du risque d'inondation

Pilote	Michael Wallis, HR Wallingford
TET Éditeur	Jonathan Simm, HR Wallingford
Auteurs	Mervyn Bramley, Ingénieur Indépendant ; Harry Shelfhout, Deltares ; Jonathan Simm, HR Wallingford ; Rémy Tourment, Irstea ; Tracey Williamson, HR Wallingford

Chapitre 3 Fonctions, formes et défaillance des digues

Pilote	Yann Deniaud, Cerema
TET Éditeur	Henk van Hemert, Stowa
Auteurs	Jamie MacVicker, USACE ; Alexis Bernard, Cerema ; Bruno Beullac, Irstea ; Rémy Tourment, Irstea

Chapitre 4 Gestion et entretien

Pilote	Rachel Hersch-Burdick, USACE
TET Éditeur	Henk van Hemert, Stowa et Reinhard Pohl, Technische Universität Dresden

Auteurs Michael Wielputz, USACE ; Nicolas Auger, Dreal Centre ; Tom Blackburn, Blackburn Consulting ; Ray Costa, Consultant géotechnicien ; Les Harder, HDR ; Henk van Hemert, Stowa ; Kevin Holden, USACE ; Harry Jones, GZA Geoenvironmental ; Jean Maurin, Dreal Centre ; Patrice Mériaux, Irstea ; Christina Neutz, USACE ; Rick Robertson, USACE ; Leon Skinner, USACE ; Jonathan Simm, HR Wallingford ; Terry Sullivan, USACE ; Michel Vennetier, Irstea ; Dana Werner, USACE ; Caroline Zanetti, Irstea et Arbeau Solutions

Chapitre 5 Évaluation des performances et des risques

Pilote Rémy Tourment, Irstea
 TET Éditeur Henk van Hemert, Stowa
 Auteurs Christina Neutz, USACE ; Michael Wallis, HR Wallingford ; Bruno Beullac, Irstea ; Graham Bradner, GEI Consultants ; Scott Raschke, Schnabel Engineering

Chapitre 6 Gestion de crise

Pilote Enrique Matheu, DHS et Yazmin Sena-Sadabria, USACE
 TET Éditeur Micheal Sharp, USACE et Rémy Tourment, Irstea
 Auteurs Charles Ifft, USACE

Chapitre 7 Caractérisation des sites et collecte de données

Pilote Schaun Wersching, CH2M Hill
 TET Éditeur Michael Scharp, USACE
 Auteurs Rosemary Schmidt, USACE ; Nick Armstrong, Fugro Engineering Services Limited ; Alan Brown, Stillwater Associates ; Michael Briggs, USACE ; Marta Roca Collell, HR Wallingford ; Rod Eddies, Fugro Aperio Limited ; Roger Gaines, USACE ; James Hulme, Opus Interational Consultants Ltd ; Marc Igigabel, Cerema ; Tamara Massong, USACE ; Sujan Punyamurthula, URS ; Scott Raschke, ASDSO/Schnabel ; Jane Smith, USACE ; Richard Whitehouse, HR Wallingford ; Michael Wielputz, USACE

Chapitre 8 Processus physiques et outils pour l'évaluation et la conception des digues

Pilote Guillaume Veylon, Irstea et Edouard Durand, Cerema
 TET Éditeur Michael Scharp, USACE et Jonathan Simm, HR Wallingford
 Auteurs Roger Gaines, USACE ; William Allsop, HR Wallingford ; Michael Briggs, USACE ; Patrick Chassé, Cerema ; David Criado, Dreal PACA ; Julien Habert, Cerema Nord-Picardie ; Mark Morris, SAMUI Design and Management Ltd ; André Paquier, Irstea ; Tim Pullen, HR Wallingford ; Neil Schwanz, USACE ; Jean-François Serratrice, Cerema Méditerranée ; Jane Smith, USACE

Chapitre 9 Conception

Pilote Philip Smith, Royal Haskoning DHV
 TET Éditeur Jonathan Simm, HR Wallingford
 Auteurs Roger Gaines, USACE ; Said Salah Mars, URS Corporation ; Mary Perlea, USACE ; Jonathan Simm, HR Wallingford ; Michael Wielputz, USACE

Chapitre 10 Construction

Pilote Joe Forbis, USACE et Charlotte Spliethoff, Grontmij Nederland B.V.
 TET Éditeur Marc Igigabel, Cerema
 Auteurs Malcolm Corlett, BAM Nuttall ; Eric Holand, Taylor Engineering et USACE ; Marc Igigabel, Cerema ; Andrew Jantzer, Buchart Horn ; James P Moore, USACE ; dave Paul, USACE ; Michael Wallis, HR Wallingford ; Michael Wielputz, USACE

GROUPE SUPPORT PILOTE NATIONAL CEREMA

Président : Patrick Chassé, Cerema; initialement Sébastien Dupray, Dreal Languedoc-Roussillon, anciennement Cerema

Nicolas Auger, Dreal Centre ; Dominique Batista, Cerema Méditerranée ; Jean-Pierre Becue, Safège ; Brigitte Boyer, Cerema ; Christophe Chevalier, Ifsttar ; Yann Deniaud, Cerema ; Luc Deroo, ISL ; Thierry Dubreucq, CETE Sud-Ouest ; Edouard Durand, Cerema NC ; Mohamed El Fadili, Cerema ; Jean-François Fayel, ISL ; Jean-Marc Flohr, Egis ; Jean-Jacques Fry, EDF ; Patrick Garcin, Egis ; Serge Gravelat, Fugro ; Luc Hamm, Artélia ; Marc Igigabel, Cerema ; Jean-Marc Kahan, DGPR ; Xavier Kergadallan, Cerema ; Pascal Lebreton, Cerema ; David Lhéritier, Egis ; Michel Lino, ISL ; Thibaut Mallet, Symadrem ; Jean Maurin, Dreal Centre ; Vincent Mazeiraud, Artélia ; Nicolas Monié, DGPR ; Thierry Monier, Artélia ; Pascal Naulleau, DDTM Vendée ; Sergio Palma-Lopès, Ifsttar ; Céline Perherin, Cerema ; Michel Pinhas, AD Isère-Drac-Romanche ; Amélie Roche, Cerema ; Nicolas Rouxel, Cerema ; Paul Royet, Irstea ; Laurence Tabard, DGPR ; Rémy Tourment, Irstea ; Céline Trmal, Cerema ; Jan Vandebroek, SDI/Tramaf ; Guillaume Veylon, Irstea ; Anne-laure Tiberi-Wadier, Cerema

ÉQUIPES DE RÉDACTION ET DE PUBLICATION DE LA VERSION FRANÇAISE

Chef de projet Patrick Chassé, Cerema

Contribution par chapitre

Glossaire

Pilote Patrick Chassé, Cerema
 Traduction A3PROD Traduction
 Relecteurs Nicolas Auger, Dreal Centre-Val de Loire ; Patrick Chassé, Cerema ; Marc Igigabel, Cerema ; Daniel Poulain, Irstea ; Lucile Saussaye, Cerema

Chapitre 1 Introduction

Pilote Marc Igigabel, Cerema
 Traducteur Marc Igigabel, Cerema
 Relecteur Rémy Tourment, Irstea

Chapitre 2 Les digues dans le cadre de la gestion du risque d'inondation

Pilote Patrick Chassé, Cerema
 Traducteurs A3PROD Traduction ; Patrick Chassé, Cerema
 Relecteur Bruno Beullac, Irstea ; Rémy Tourment, Irstea

Chapitre 3 Fonctions, formes et défaillance des digues

Pilote Yann Deniaud, Cerema
 Traducteur Yann Deniaud, Cerema
 Relecteur Bruno Beullac, Irstea ; Rémy Tourment, Irstea

Chapitre 4 Gestion et entretien

Pilote Nicolas Auger, DREAL Centre-Val de Loire
 Traducteurs A3PROD Traduction ; Nicolas Auger, DREAL Centre-Val de Loire ; Jean Maurin, DREAL Centre-Val de Loire ; Sébastien Patouillard, DREAL Centre-Val de Loire ; Michel Vennetier, Irstea
 Relecteurs Nicolas Auger, DREAL Centre-Val de Loire ; Patrick Chassé, Cerema ; Jean Maurin, DREAL Centre-Val de Loire ; Sébastien Patouillard, DREAL Centre-Val de Loire ; Michel Vennetier, Irstea

Chapitre 5 Évaluation des performances et des risques

Pilote	Rémy Tourment, Irstea
Traducteurs	A3PROD Traduction ; Bruno Beullac, Irstea
Relecteurs	Bruno Beullac, Irstea ; Rémy Tourment, Irstea ; Patrick Ledoux, Cerema

Chapitre 6 Gestion de crise

Pilote	Marc Igigabel, Cerema
Traducteurs	Marc Igigabel, Cerema ; Alexis Bernard, Cerema ;
Relecteurs	Thibaut Mallet, Symadrem

Chapitre 7 Caractérisation des sites et collecte de données

Pilote	Lucile Saussaye, Cerema
Traducteurs	A3PROD Traduction ; Lucile Saussaye, Cerema ; Daniel Poulain, Irstea ; Yann Deniaud, Cerema ; Patrick Chassé, Cerema
Relecteurs	Daniel Poulain, Irstea ; Yann Deniaud, Cerema ; Patrick Chassé, Cerema ; Lucile Saussaye, Cerema

Chapitre 8 Processus physiques et outils pour l'évaluation et la conception des digues

Pilote	Edouard Durand, Cerema
Traducteurs	Edouard Durand, Cerema ; Lucile Saussaye, Cerema ; Guillaume Veylon, Irstea ; André Paquier, Irstea ; Yannick Fargier, Cerema ; Ludovic Doré, Cerema ; Patrick Chassé, Cerema
Relecteurs	Edouard Durand, Cerema ; Lucile Saussaye, Cerema ; Guillaume Veylon, Irstea ; André Paquier, Irstea ; Yannick Fargier, Cerema ; Ludovic Doré, Cerema ; Patrick Chassé, Cerema ; Nathalie Dufour, Cerema

Chapitre 9 Conception

Pilote	Marc Igigabel, Cerema
Traducteurs	A3PROD Traduction ; Daniel Poulain, Irstea ; Paul Royet, Irstea ; Marc Igigabel, Cerema
Relecteurs	Thibaut Mallet, Symadrem ; Michel Pinhas, Association Syndicale Départementale Isère Drac Romanche ; Lucile Saussaye, Cerema

Chapitre 10 Construction

Pilote	Marc Igigabel, Cerema
Traducteurs	A3PROD Traduction, Daniel Poulain, Irstea ; Paul Royet, Irstea ; Marc Igigabel, Cerema
Relecteur	Michel Pinhas, Association Syndicale Départementale Isère Drac Romanche

Publication de la version française

Coordination	Serge Gaillard, Cerema
Maquettage	Séverine Hallot, Cerema
Adaptation des figures	Claude Levailant, Cerema ; Serge Gaillard, Cerema

Préface	III
Préface de la version anglaise	IV
Auteurs	V
1 Introduction	3
1.1 Utilisation des digues	4
1.2 Origine du guide	5
1.3 Portée du guide	5
1.4 Structure du guide	6
1.5 Public visé	8
2 Les digues dans le cadre de la gestion du risque d'inondation	11
2.1 Gérer les risques d'inondation	13
2.2 Mesures et instruments relatifs à la gestion du risque d'inondation	24
2.3 Gestion des digues	31
2.4 Rôles et responsabilités en matière de gestion des digues	42
2.5 Références	49
3 Fonctions, formes et défaillances des digues	56
3.1 Fonctions des digues	58
3.2 Formes et fonctions des composants des digues	92
3.3 Formes des digues	110
3.4 Structures associées aux digues	129
3.5 Comprendre la défaillance des digues	174
3.6 Références	195
3.7 Pour aller plus loin	196
4 Gestion et entretien	199
4.1 Application des principes de la gestion d'ouvrages à la gestion des digues	201
4.2 Dispositifs de fermeture et manœuvres	216
4.3 Entretien	219
4.4 Occupation	221
4.5 Gestion de la végétation	230
4.6 Animaux fouisseurs	243
4.7 Érosion et creusement des berges	250
4.8 Dépressions et ornières	252
4.9 Tassements et affaissements	255
4.10 Infiltrations	259
4.11 Instabilités	264
4.12 Fissures	268
4.13 Protection du talus et du franc-bord	271
4.14 Dispositifs de fermeture	280
4.15 Réseaux et canalisations	285
4.16 Transitions de digues	298
4.17 Murs de protection contre les inondations	303
4.18 Références	306
4.19 Pour aller plus loin	309
5 Inspection et évaluation des digues et attribution des risques	314
5.1 Cadre analytique et décisionnel	316
5.2 Analyse et attribution du risque	319
5.3 Évaluation de la performance de la digue et méthode de diagnostic	350
5.4 Inspections	368
5.5 Investigations, instrumentation et surveillance	394

5.6	Gestion des connaissances et des données relatives aux digues	402
5.7	Bibliographie	413
5.8	Pour aller plus loin	417
6	Gestion de crise et interventions d'urgence	424
6.1	Les principes de gestion de crise	427
6.2	Préparation à la gestion de crise	429
6.3	Préparation et entraînement	442
6.4	Événement et gestion de crise	446
6.5	Les techniques d'intervention	460
6.6	Techniques d'intervention en réponse à l'érosion externe	466
6.7	Réponses à l'érosion interne et techniques d'intervention	477
6.8	Réponses aux problèmes d'instabilité et techniques d'intervention	482
6.9	La gestion et les interventions en cas de brèches	484
6.10	Les technologies innovantes de ré-hausse	488
6.11	Références	492
7	Caractérisation des sites et collecte de données	500
7.1	Principes de la caractérisation de site	503
7.2	Effets liés à la morphologie, l'hydraulique et aux autres actions naturelles sur les digues	529
7.3	Morphologie et paramètres hydrauliques concernant les digues fluviales	537
7.4	Morphologie et actions hydrauliques pour les digues côtières ou littorales	594
7.5	Morphologie et actions hydrauliques concernant les digues d'estuaire	621
7.6	Actions humaines sur les digues	625
7.7	Études de sol destinées aux digues	628
7.8	Paramètres géotechniques	650
7.9	Méthodes d'analyse de site	712
7.10	Références	810
8	Processus physiques et outils pour l'évaluation et la conception des digues	830
8.1	Principes	833
8.2	Processus hydrauliques externes	836
8.3	Processus hydrauliques internes	878
8.4	Érosion externe	893
8.5	Érosion interne	921
8.6	Stabilité des pentes	939
8.7	Tassement	972
8.8	Analyses Sismiques	979
8.9	Stabilité des murs de protection contre les inondations (murs digue)	1006
8.10	Brèche	1034
8.11	Inondation	1050
8.12	Références	1062
8.13	Pour aller plus loin	1083
9	Conception	1094
9.1	Principes de conception des digues	1097
9.2	Processus de conception de digue	1107
9.3	Établissement des rapports et documentation	1120
9.4	Implantation et tracé des digues	1130
9.5	Géométrie de la digue	1136
9.6	Mesures de protection de surface	1155
9.7	Contrôle des infiltrations et sous-pressions	1171
9.8	Contrôle de l'érosion interne	1182

9.9	Stabilité d'ensemble tout au long du cycle de vie de la digue	1186
9.10	Analyse des mécanismes de rupture	1201
9.11	Transitions	1218
9.12	Conception en vue de faciliter la maintenance	1226
9.13	Travaux de terrassement des digues	1237
9.14	Déversoirs	1262
9.15	Structures associées	1289
9.16	Contribution de la conception aux phases de travaux et de gestion et entretien	1311
9.17	Références	1314
9.18	Pour aller plus loin	1322
10	Construction	1330
10.1	Organisation du processus de construction	1332
10.2	Prise en compte des conditions hydrologiques et météorologiques	1359
10.3	Installation et gestion de chantier	1366
10.4	Fondamentaux des constructions en terre	1382
10.5	Méthodes de construction	1405
10.6	Références	1438
10.7	Pour aller plus loin	1439
	Glossaire	1441
	Abréviations	1465
	Notations	1466

1 Introduction

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



source : BeeldbankVenW.nl, Rijkswaterstaat

1 Introduction

1.1	Utilisation des digues	4
1.2	Origine du guide	5
1.3	Portée du guide	5
1.4	Structure du guide	6
1.4.1	Utilisation du guide	6
1.5	Public visé	8

1 Introduction

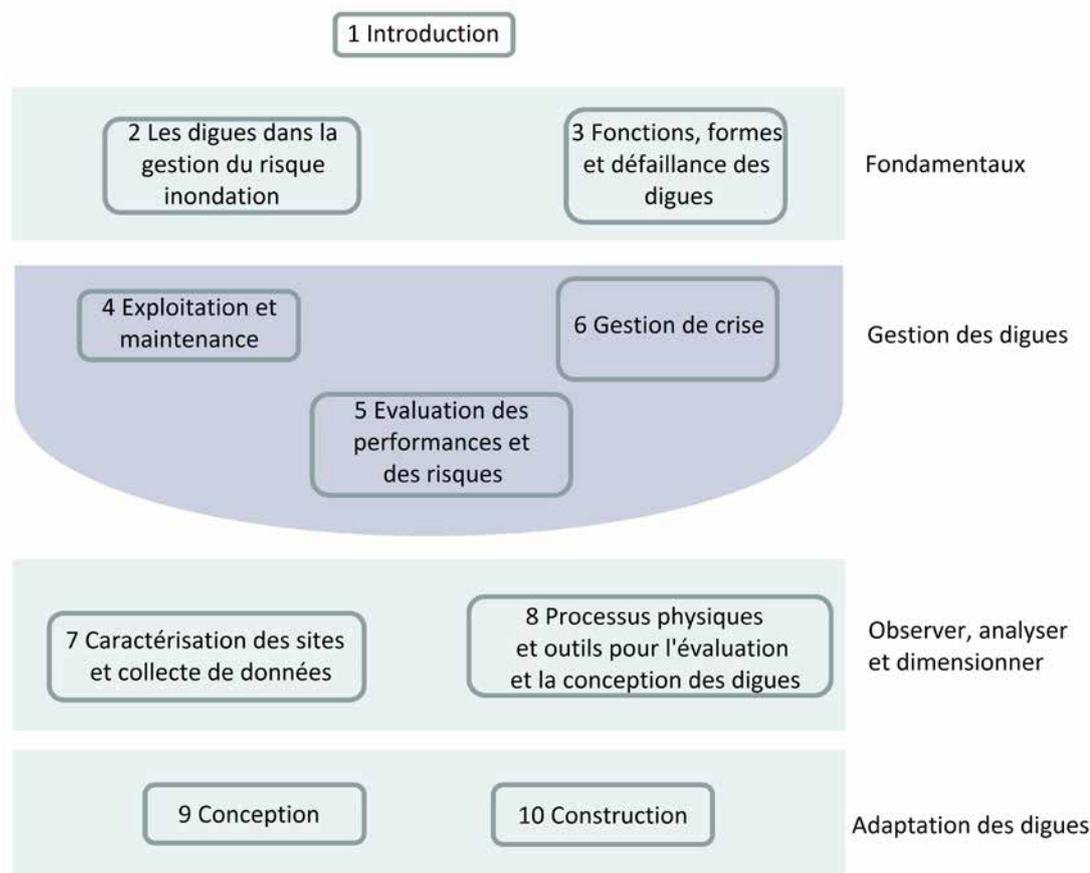
Le chapitre 1 est une introduction qui présente les raisons et les circonstances ayant conduit à l'élaboration du présent guide. Il en donne une vue d'ensemble et apporte des indications sur la manière de l'utiliser.

Le logigramme, en début de chaque chapitre, montre les liens conceptuels entre chapitres techniques et indique de façon plus détaillée le contenu de chacun d'eux

Les chapitres sont répartis entre quatre parties principales :

- **fondamentaux** – connaissances utiles à chaque utilisateur du guide ;
- **gestion des digues** – connaissances utiles aux gestionnaires de digues existantes ;
- **Observation, analyse et dimensionnement** – informations techniques détaillées (données, équations, etc.) utiles à tout utilisateur du guide ;
- **adaptation des digues** – connaissances nécessaires aux utilisateurs impliqués dans des projets de construction ou d'amélioration de digues, aux stades de la conception ou de la réalisation.

Le logigramme ci-dessous montre où trouver une information dans le chapitre et comment elle est liée à d'autres chapitres. Utilisez le en combinaison avec le sommaire pour naviguer dans le guide.



1.1 UTILISATION DES DIGUES

Les digues (aussi appelées levées) sont des structures en surélévation, principalement en terre, qui résistent à l'action conjointe des vagues et du courant et dont l'objectif premier est de fournir une protection contre les événements provoquant des inondations le long des côtes, des rivières et des voies de navigation artificielles (cf. figure 1).

Les digues ne sont qu'une partie des systèmes de défense qui peuvent aussi inclure murs de protection, stations de pompage, structures de fermeture, formations naturelles et autres structures associées. Bien souvent, les digues ont été érigées par phases successives sur des décennies, voire même sur des siècles. Peu d'entre elles ont été originellement conçues ou réalisées suivant les standards actuels ; les dossiers d'archives concernant leur construction et l'enregistrement de leurs performances historiques peuvent donc ne pas exister.



Figure 1.1 **Digue fluviale typique (a)**
(source : USACE)

Digue côtière typique (b)
(source : Stowa)

En dépit de leur apparente simplicité, les digues sont parfois des structures étonnamment complexes, généralement construites en installant sur des plaines alluviales des matériaux de remblais empruntés localement (ce qui implique donc une variabilité naturelle). Selon la nature de leur construction, les digues peuvent être très éloignées des standards et se détériorer significativement avec le temps si elles ne sont pas correctement entretenues. De plus, ces structures couvrent ordinairement de grands linéaires et ne sont qu'une partie de l'ensemble du système d'endiguement. Lorsqu'ils ne disposent pas d'une seconde ligne de défense, de tels systèmes s'apparentent à une chaîne dont la résistance est égale à celle du maillon le plus faible.

L'établissement de diagnostics objectifs, de bonnes pratiques de conception et d'adaptation, un programme d'inspection efficace ainsi qu'une maintenance régulière sont vitaux pour que les digues (en particulier celles représentant les parties les plus faibles des systèmes d'endiguement) aient un comportement satisfaisant lorsque mises en charge lors de tempêtes ou de crues. À noter que certaines digues peuvent passer une grande partie de leur vie sans avoir à affronter les types d'événements pour lesquels elles ont été dimensionnées ; d'où une fausse impression de sécurité du niveau de protection qu'elles sont susceptibles de fournir.

1.2 ORIGINE DU GUIDE

Partout dans le monde, les inondations ou submersions, qu'elles soient d'origine fluviale ou maritime, continuent de produire des conséquences désastreuses, tant sur le plan humain que sur le plan économique. De par la croissance économique, l'urbanisation et les concentrations de populations et de biens, dans de nombreux pays, les gens s'installent toujours en plus grand nombre sur des zones soumises au risque d'inondation. Là même où les défenses destinées à protéger des inondations ont été améliorées, là où elles n'ont pas vraiment été mises à l'épreuve ou n'ont pas connu d'événements extrêmes, les résidents, moins vigilants et moins conscients de la menace des inondations, n'y sont guère préparés et ne savent absolument pas comment agir, encourageant par conséquent de plus graves préjudices lorsque survient une inondation.

Les épisodes de crues et de tempêtes entraînent de graves avaries sur les systèmes de protection contre les inondations, dont la résultante se compte en tragiques pertes de vies humaines et en vastes zones dévastées. Les digues ont ces dernières années également été sévèrement mises à l'épreuve par des épisodes de précipitations exceptionnelles. Pourtant, en dépit de leur importance critique dans l'atténuation du risque inondation, l'intérêt et les investissements ont tendance à être moindres pour les digues que pour d'autres infrastructures critiques de retenue d'eau, telles que les barrages. De surcroît, dans de nombreux pays, les digues ne disposent pas d'un cadre technique et légal propre à promouvoir un niveau approprié de performance.

En septembre 2008, des organismes de six pays (France, Allemagne, Irlande, Pays-Bas, Royaume-Uni et États-Unis) ont exprimé le souhait de participer à un projet international pour apprendre des expériences des uns et des autres et partager l'effort de produire un manuel de bonnes pratiques – l'*International Levee Handbook* (dont le présent ouvrage est la traduction française) ; d'où différents ateliers et rencontres internationaux, le développement d'un rapport de cadrage et, comme aboutissement, la production de ce guide.

Son principal objectif est de servir de référence sur un ensemble complet de pratiques, de l'évaluation à la conception en passant par la mise en œuvre des travaux, la maintenance et jusqu'à la gestion des digues. Référence non prescriptive, ce guide doit être utilisé conjointement avec les recommandations et codes nationaux et internationaux appropriés. Sans prétendre être un code de pratiques prescriptif, il doit toutefois être considéré comme un important support de décision et comme référence dans l'application des recommandations et codes internationaux.

Rédigé par un noyau d'experts et de praticiens de l'ensemble des disciplines concernées et issus des pays partenaires, il a été créé suivant une succession de tâches planifiées gérées par l'équipe technique éditoriale, avec l'appui d'un comité de pilotage dont les membres provenaient des groupes de soutien nationaux des pays partenaires. Dans le cadre de son élaboration, ce document a été diffusé à une plus large équipe internationale pour relecture et commentaires. L'administration du projet ainsi que l'édition finale du document pour sa publication ont été assurées par Ciria (Royaume Uni).

1.3 PORTÉE DU GUIDE

Le guide adopte une approche basée sur le risque, la performance et les systèmes. Toute digue a une fonction première de protection contre les crues ou de défense de la côte, fonction à laquelle s'appliquent des objectifs de performance. Toutes les digues peuvent aussi avoir diverses fonctions secondaires, par exemple relatives à l'environnement, à l'agrément, à la santé et à la sécurité, à l'accessibilité, ce qui peut imposer des exigences de performance significatives. L'approche adoptée est polyvalente sur tous les aspects de la gestion et de la maintenance d'une digue ou du système d'endiguement, de telle sorte que les concepts soient applicables aux digues en milieu urbain ou rural.

Au cours de la rédaction, les auteurs ont considéré les diverses interventions de gestion nécessaires pour atteindre les performances requises pour une digue ou pour un système d'endiguement sur son cycle de vie complet. Ainsi le guide traite-t-il du diagnostic des digues protégeant les sites côtiers, fluviaux et estuariens (potentiellement pour des performances requises nouvelles ou ayant évolué), de leur adaptation ou remplacement, de leur gestion et de leur entretien, tout comme de leur conception ou de leur suppression. Une attention a également été portée au fait que les interventions varient entre des projets majeurs de construction, menés par des entreprises extérieures, et la maintenance régulière mobilisant simplement les moyens dont dispose le gestionnaire.

Il n'est pas question ici des digues construites dans des buts autres que celui de la protection contre les inondations ; la conception d'autres structures de rétention d'eau n'y est donc pas abordée. Les structures associées sont traitées dans la mesure où elles influencent la performance d'une digue ou son exploitation. Le guide reconnaît aussi l'importance des éléments qui stabilisent les digues par leur action sur la morphologie fluviale ou côtière, tels que les plages, les dunes et les épis ; si nécessaire, il est fait référence à d'autres guides pour ces structures.

1.4 STRUCTURE DU GUIDE

Le guide contient des informations à la fois utiles pour les digues existantes et celles en projet. Les digues existantes, représentant une part prédominante de la problématique associée à ces ouvrages, sont traitées en premier, tandis que la conception arrive ensuite. Des informations détaillées sur chacun des chapitres sont présentées ci-après. Enfin, la figure 2 présente une vue globale du guide montrant comment chacun des chapitres contribue à la connaissance des systèmes d'endiguement dans le cadre d'une approche conceptuelle « source-transfert-cible ».

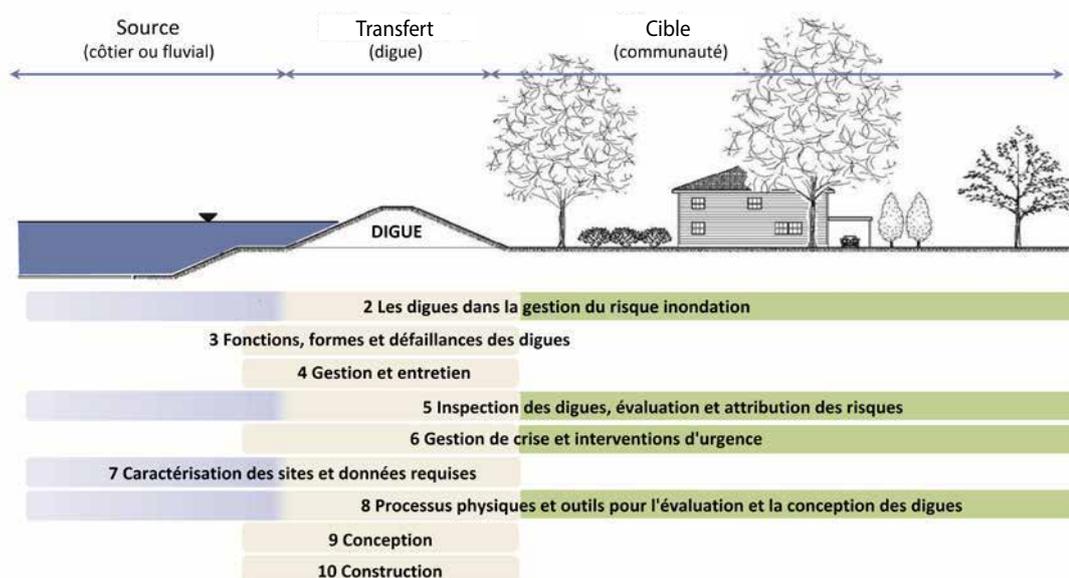


Figure 1.2 Illustration du contenu des chapitres en relation avec le modèle conceptuel « source-transfert-cible »

1.4.1 Utilisation du guide

Les dispositions et éléments suivants sont adoptés pour faciliter l'orientation du lecteur :

- logigramme de l'organisation générale : le tableau 1.1 fournit un descriptif de la structure et des contenus de l'ensemble du guide, ainsi que des indications sur les liens existant entre les différentes phases d'un projet ;
- logigramme des contenus dédiés aux différents utilisateurs : le tableau 1.2 présente une évaluation des contenus en considérant les attentes des différents utilisateurs ;
- table des matières des titres principaux : cette table est donnée en début d'ouvrage pour l'ensemble du guide ;
- table des matières détaillée : cette table est donnée au début de chaque chapitre ;
- structure de chacun des chapitres : au début de chacun d'eux sont intégrés une table des matières détaillée, un encart introductif décrivant le contenu du chapitre et un logigramme présentant les liens avec les autres chapitres ;
- où suis-je ? Chaque page indique au lecteur sa position dans le guide. Le numéro du chapitre figure sur la bordure extérieure de la page et le titre du chapitre est donné sur le bandeau en tête.

Tableau 1.1 Structure et contenu du guide

	Chapitres	Description
Les fondamentaux	<i>Chapitre 2 :</i> les digues dans la gestion du risque inondation	Le chapitre 2 expose le contexte de la gestion du risque inondation, contexte dans lequel les digues et leur gestion doivent être considérées. L'influence des changements environnementaux est notamment abordée. Ce chapitre explique les rôles et responsabilités liés au risque inondation et pourquoi il est important de gérer les digues tout au long de leur cycle de vie.
	<i>Chapitre 3 :</i> fonctions, formes et défaillances des digues	Le chapitre 3 apporte une vue d'ensemble des fonctions des digues dans le système de gestion du risque inondation et présente leur caractère multifonctionnel. Il décrit et illustre les principaux types de forme des digues et les principales structures qui leur sont associées. Il s'achève sur une discussion à propos des mécanismes de défaillance et la façon dont ceux-ci sont liés aux formes et fonctions des digues.
Gérer les digues	<i>Chapitre 4 :</i> gestion et entretien	Le chapitre 4 traite de la gestion et de l'entretien des digues existantes, incluant les aspects organisationnels et la gestion des empiètements et de la végétation. Les conditions de maintenance sont décrites et rapportées à l'identification et à la résolution de défauts résultant de divers mécanismes de détérioration ou d'endommagement.
	<i>Chapitre 5 :</i> inspection des digues, évaluation et attribution du risque	Le chapitre 5 présente les activités en lien avec l'évaluation des digues et l'intégration de ces activités dans la gestion. On y prône une approche graduelle (proportionnée aux enjeux ou résultats escomptés), menée à l'échelle du système de protection et incluant l'analyse, l'évaluation du risque et l'inspection. Les méthodes de recueil de données et les problématiques correspondantes sont décrites, en particulier les inspections, les investigations et le suivi continu. Les systèmes de gestion de données destinés à supporter la gestion des digues sont aussi évoqués, étant donné l'importance de la disponibilité des données et de leur traitement pour les activités d'évaluation.
	<i>Chapitre 6 :</i> gestion de crise et interventions d'urgence	Le chapitre 6 expose les principes de la gestion de crise en précisant ce que recouvrent les phases de préparation et de réponse et la façon dont la gestion des digues s'inscrit dans ce dispositif global. Les diverses techniques d'intervention d'urgence sont décrites en précisant les équipements et les activités pour minimiser les franchissements et les dommages sur les digues et, à des stades plus avancés de détérioration, pour effectuer des réparations ou pour fermer des brèches.
La boîte à outils	<i>Chapitre 7 :</i> caractérisation de site et données requises	Le chapitre 7 décrit en préliminaire les principes fondamentaux de la caractérisation des sites pour les digues et leur environnement. La majeure partie du chapitre est consacrée aux techniques d'investigation et d'analyse visant à déterminer les conditions aux limites (hydrauliques et géotechniques) des digues ainsi que l'état des digues existantes. Équations et techniques pour évaluer les conditions hydrauliques et morphologiques y sont présentées, ainsi que les procédures d'étude, les techniques intrusives et non intrusives pour l'échantillonnage et les investigations de terrain pour déterminer les caractéristiques géotechniques. En complément sont détaillées les techniques d'essai en laboratoire et les méthodes d'interprétation des données adaptées aux digues et au sol sur lequel elles reposent. Le chapitre explique enfin les méthodes et les procédures pour déterminer les paramètres nécessaires à la conception.
	<i>Chapitre 8 :</i> processus physiques et outils pour l'évaluation et la conception des digues	Le chapitre 8 fournit les outils scientifiques et techniques permettant l'analyse et la conception de digues existantes et nouvelles, en s'appuyant conjointement sur deux disciplines, l'ingénierie géotechnique et l'ingénierie hydraulique. Il détaille les actions sur les digues (actions hydrauliques, internes et externes, actions géotechniques et sismiques), explique les processus physiques déterminant la performance des digues, celle de leurs systèmes de protection ou encore celle des murs-digues. Il décrit les méthodes analytiques et les techniques d'ingénierie (de la simple équation à la modélisation numérique) qui représentent au mieux les mécanismes en jeu. Le chapitre s'achève avec la description des méthodes d'analyse des brèches et des inondations qu'elles engendrent.
Apporter des changements	<i>Chapitre 9 :</i> conception	Le chapitre 9 expose les principes de conception des digues, les rôles et responsabilités des personnes impliquées dans la conception, tout en précisant les rapports requis et la documentation associée. Il est expliqué comment déterminer le tracé d'une digue, fixer son niveau de crête et définir sa géométrie. Puis des informations sont données sur les calculs liés au dimensionnement, en exposant en détail les méthodes d'analyse des modes de rupture suivant différents codes de pratique. Sont développés les aspects particuliers de la conception en lien avec les phénomènes de percolation et d'érosion interne, les mesures de protection de surface et la maîtrise des évolutions affectant la sûreté de fonctionnement. Enfin sont donnés des conseils sur la sélection et le compactage des matériaux terreux, la conception des déversoirs et des remblais autour des structures incorporées ou associées, en particulier les murs de couronnement et les conduites.
	<i>Chapitre 10 :</i> construction	Le chapitre 10 décrit la préparation des travaux sur les digues en termes d'organisation, de programmation et de gestion des risques liés à ces interventions. L'attention est portée sur les spécificités des terrassements incluant la convenance des sols, leur traitement et leur manipulation. Les phases de travaux relatifs aux ouvrages en terre sont décrites pour les constructions nouvelles, pour leur adaptation, leur réparation ou leur déclassement. L'incorporation d'autres structures dans les remblais est également abordée.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

1.5 PUBLIC VISÉ

Les utilisateurs potentiels de ce guide sont les personnes en charge de l'aménagement, les maîtres d'ouvrages, les gestionnaires, les ingénieurs chargés de la réglementation, les analystes dans le domaine du risque, les concepteurs et constructeurs, les personnes chargées de la préparation aux crises et des interventions d'urgence, les organisations de protection de l'environnement, les établissements d'enseignement et le public.

Ce guide a été écrit pour aider des professionnels techniquement compétents, ayant une connaissance large (mais pas nécessairement d'expertise) des domaines d'application, à définir la meilleure approche possible pour une digue ou un système d'endiguement donnés. En considération de quoi, ce guide vise à apporter l'information nécessaire pour étayer la décision plutôt que de la diriger. Il cherche aussi à fournir à un lecteur compétent suffisamment d'informations pour comprendre les problématiques essentielles et les procédures générales qui seraient suivies par un professionnel expérimenté.

Le guide a été écrit selon deux points de vue essentiels :

- **celui du représentant de l'autorité en charge de la gestion des structures** et dont les missions englobent la maîtrise d'ouvrage, la maintenance, la mise à niveau, l'intégration ou le déclassement de digues côtières ou fluviales dans son parc d'ouvrages ;
- **celui du concepteur**, qui s'attachera davantage à préciser le besoin pour des travaux d'amélioration d'ouvrages existants ou pour la construction de nouveaux ouvrages, à en assurer la conception et le suivi de la réalisation.

En complément, le guide délivre des informations utiles aux entreprises de construction (ou autres organisations) qui peuvent conseiller le gestionnaire ou le concepteur dans la réalisation d'opérations de maintenance ou dans la construction d'ouvrages nouveaux.

Tableau 1.2 Pertinence des chapitres pour les parties concernées et utilisateurs du guide

Partie concernée/utilisateur	Chapitre									
	2 Les digues dans la gestion du risque inondation	3 Fonctions, formes et défaillances des digues	4 Gestion et entretien	5 Inspection des digues, évaluation et attribution du risque	6 Gestion de crise et interventions d'urgence	7 Caractérisation de site et données requises	8 Processus physiques et outils pour l'évaluation et la conception des digues	9 Conception	10 Construction	
Urbaniste	△	△	○	○	△	○	○	*	△	
Promoteur	*	△	*	●	○	●	○	●	*	
Maître d'ouvrage	*	△	△	△	△	●	●	○	△	
Gestionnaire	*	△	△	△	△	●	*	*	*	
Organisme de réglementation	*	*	●	△	*	○	○	○	△	
Ingénieur géotechnique	○	△	△	△	△	△	△	△	△	
Ingénieur hydraulique	○	△	△	△	△	△	△	△	△	
Analyste du risque	*	△	○	△	●	*	*	○	○	
Maître d'œuvre	*	△	*	△	○	△	*	△	△	
Entreprise de construction	●	△	*	○	●	●	●	*	△	
Gestionnaire de crise	●	△	*	△	△	○	○	○	*	
Organisation environnementale	*	*	△	○	○	○	○	○	△	
Établissement d'enseignement	*	*	*	*	*	*	*	*	*	

Note

La pertinence du contenu des chapitres pour chacune des parties concernées et chacun des utilisateurs du guide est indiquée par les symboles suivants :

○	Faible	●	Moyen-faible	*	Moyen-fort	△	Haut
---	--------	---	--------------	---	------------	---	------

2 Les digues dans le cadre de la gestion du risque d'inondation



source : Bart van Eyck, Rijkswaterstaat

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

2 Les digues dans le cadre de la gestion du risque d'inondation

2.1	Gérer les risques d'inondation	13
2.1.1	Dispositifs de gestion des inondations	13
2.1.1.1	Contexte environnemental de la gestion du risque d'inondation	13
2.1.1.2	Sources, voies de transfert et cibles	14
2.1.2	Qu'est-ce que la gestion du risque d'inondation ?	15
2.1.2.1	Processus de gestion du risque d'inondation	16
2.1.2.2	Cadres de gestion du risque d'inondation	18
2.1.2.3	Approche en matière de prise de décisions	19
2.1.3	Processus de gestion du risque d'inondation	19
2.1.3.1	Identifier les risques d'inondation	19
2.1.3.2	Analyse des risques d'inondation	20
2.1.3.3	Approche par étapes de l'analyse des risques d'inondation	20
2.1.3.4	Évaluation des risques d'inondation	21
2.1.4	Évolution des risques d'inondation et réponses connexes	21
2.1.4.1	Origines de l'évolution des risques d'inondation	21
2.1.4.2	Résultats à long terme	22
2.2	Mesures et instruments relatifs à la gestion du risque d'inondation	24
2.2.1	Mesures structurelles et non structurelles	25
2.2.2	Instruments financiers et réglementaires	26
2.2.2.1	Politique de gestion des inondations et normes	26
2.2.2.2	Questions relatives à la réglementation sur l'environnement	27
2.2.3	Élaboration de panels de mesures et d'instruments	29
2.2.4	Évaluation des options possibles	30
2.3	Gestion des digues	31
2.3.1	Exigences de performance	31
2.3.1.1	Approche fondée sur les risques en matière de performance des digues	31
2.3.2	Objectifs fonctionnels	32
2.3.2.1	Viabilité environnementale	33
2.3.2.2	Acceptabilité sociale	33
2.3.2.3	Viabilité économique	34
2.3.3	Cycle de vie de gestion des digues	34
2.3.3.1	Approches relatives à la gestion des digues	36
2.3.4	Gestion de la performance et des défaillances des digues	38
2.3.4.1	Base de connaissances relative à la performance des digues	38
2.3.4.2	Évaluations et analyses de la performance et de la fiabilité des digues	39
2.3.4.3	Mesures pour réduire la probabilité de défaillance des digues	41
2.4	Rôles et responsabilités en matière de gestion des digues	42
2.4.1	Participants à la gestion des digues	42
2.4.1.1	« Acteurs » internes et externes	42
2.4.1.2	Dispositions institutionnelles	44
2.4.1.3	Partenariats et participation de la population	44
2.4.2	Communiquer : pourquoi et comment ?	45
2.4.2.1	Communiquer sur les risques	45
2.4.2.2	Planification de la communication	47
2.4.2.3	Les formes de communication	47
2.5	Références	49

2 Les digues dans le cadre de la gestion du risque d'inondation

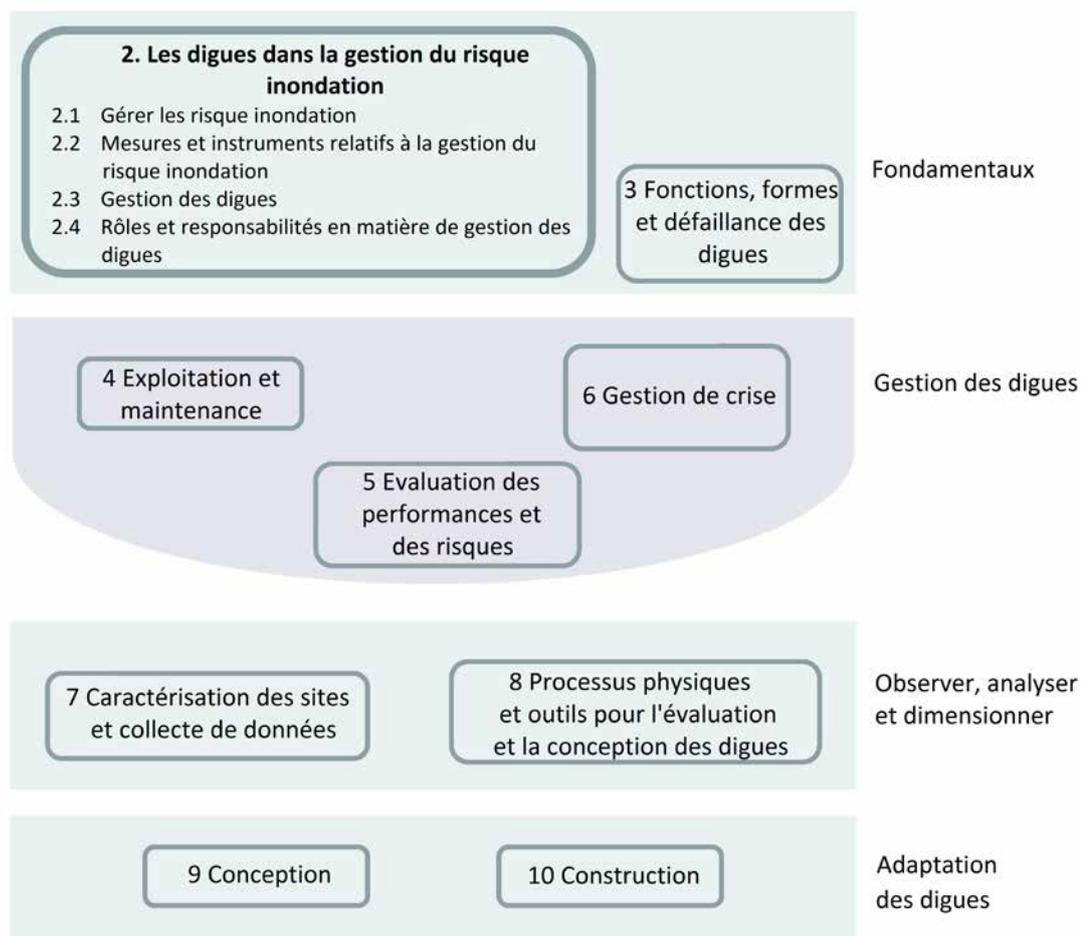
Le chapitre 2 aborde la problématique des digues dans le contexte plus large de la gestion du risque d'inondation et présente des principes généraux relatifs à la gestion des digues pouvant s'appliquer à l'ensemble du guide.

Principaux apports des autres chapitres :

- point de départ ⇒ **gestion des digues** ;
- **cadres conceptuels et de gestion des risques** ⇒ tous les chapitres.

Note : tout au long du cycle de vie des digues, il est important que le lecteur se réfère aux chapitres 2 et 3 afin de garder à l'esprit les enjeux importants.

Le logigramme ci-dessous montre où trouver une information dans le chapitre et comment elle est liée à d'autres chapitres. Utilisez-le en combinaison avec le sommaire pour naviguer dans le guide.



CONTENU DU CHAPITRE ET UTILISATEURS CIBLES

Le présent chapitre se divise en quatre sections principales et présente un aperçu : (a) de la gestion des digues et des systèmes de protection contre les risques d'inondation, et (b) du rôle fondamental et des responsabilités des organisations et des individus impliqués dans ces processus. Il est recommandé à tous les utilisateurs du présent guide de lire le chapitre 2 avant d'aborder les chapitres suivants : ils y trouveront une vue d'ensemble des principes et des concepts clés, qui permettront de mieux comprendre les informations détaillées relatives à la conception et à la gestion des digues présentées dans la suite du guide. Le chapitre 2 présente plusieurs avantages : d'un côté, il constitue une introduction au sujet principal du guide, et de l'autre, il permet au lecteur – à l'aide de références croisées – d'identifier les chapitres les plus adaptés à ses besoins.

Gérer les risques d'inondation

Dans la section 2.1, les principes de gestion des risques en général et des risques d'inondation en particulier sont expliqués et replacés dans le contexte de l'environnement au sens large. Cette section illustre et décrit les cadres généraux relatifs aux systèmes de protection contre les inondations, aux processus de gestion du risque d'inondation, ainsi qu'à l'identification, l'analyse et l'évaluation des risques d'inondation. On y aborde également les causes de l'évolution des risques d'inondation et les mesures prises en conséquence.

Mesures et instruments relatifs à la gestion du risque d'inondation

Dans le cadre de l'élaboration d'une politique de gestion du risque d'inondation, la section 2.2 aborde la question des mesures structurelles et non structurelles de réduction des risques d'inondation, des instruments financiers et réglementaires, et des panels de mesures proposées pour atténuer les risques d'inondation.

Gestion des digues

La section 2.3 explique comment objectifs de performance et normes de sécurité des digues sont exploités pour atteindre les buts fixés par la politique d'atténuation des risques d'inondation. Est également défini dans cette section un cadre pour le cycle de vie des digues et y sont présentées des approches de gestion des ouvrages – notamment concernant les évaluations et les analyses de performance et de fiabilité des digues – et les techniques d'analyse des défaillances.

Rôles et responsabilités en matière de gestion des digues

La section 2.4 aborde la question du rôle et des responsabilités des acteurs impliqués dans la gestion des digues et des systèmes de digues, à savoir : les autorités, les législateurs, les gestionnaires, les concepteurs et les ingénieurs. Cette section souligne combien il est crucial de transmettre au grand public et aux communautés locales des informations relatives aux risques, et présente les moyens de communication possibles. Elle insiste également sur l'importance d'éduquer et de rendre autonomes les communautés locales.

2.1 GÉRER LES RISQUES D'INONDATION

Les inondations sont des phénomènes observés à l'échelle mondiale. Au cours des dernières décennies, les épisodes d'inondation dévastateurs se sont multipliés partout dans le monde. La fréquence des catastrophes naturelles de ce type est en augmentation. Dans certaines régions, on prévoit également une augmentation de la probabilité et de l'ampleur des risques d'inondation en raison du changement climatique. Au vu des catastrophes antérieures, de nombreuses instances gouvernementales ont lancé des projets liés à la *gestion du risque d'inondation* (par exemple, les plans de protection contre les inondations – en particulier grâce aux digues –, les systèmes d'alerte précoces et la planification des évacuations), dans le but ultime de protéger les habitants des colères de la nature.

Bien que le présent guide traite principalement de la gestion des digues en vue de réduire les risques d'inondation, il convient dans ce chapitre de replacer la problématique des digues dans le contexte plus large de la gestion du risque d'inondation. Il faut appréhender la gestion des digues à la lumière d'un éventail d'activités plus large (aménagement du territoire et préparation aux situations d'urgence, par exemple) permettant de réduire les risques d'inondation. En outre, les digues n'assurent généralement pas, en tant que telles, une protection contre les inondations : que ce soit à un emplacement précis d'une rivière, d'un estuaire ou d'un littoral, un segment de digue fonctionne conjointement avec d'autres digues, d'autres structures et d'autres dispositifs de réduction des risques d'inondation. On appelle « dispositif de gestion du risque d'inondation » ce lien d'interdépendance existant entre les différentes structures et activités, dont traitent les sections 2.1 et 2.2. Les sections 2.3 et 2.4 abordent des questions plus spécifiques quant à la gestion des digues et la communication.

2.1.1 Dispositifs de gestion des inondations

2.1.1.1 Contexte environnemental de la gestion du risque d'inondation

On construit et gère les ouvrages et différents éléments d'un dispositif de gestion des inondations, notamment des digues, au sein d'un environnement existant. Il est donc essentiel de prendre en compte les caractéristiques environnementales du lieu où sont installées les digues, pour garantir la conception, la construction et/ou le fonctionnement satisfaisants et durables des dispositifs de gestion des inondations, à savoir :

- les écosystèmes, les habitats et les espèces ;
- la géologie, les caractéristiques du sol et des fondations ;
- les processus géomorphologiques et la navigation fluviale ;
- l'hydrologie et la charge hydraulique appliquée au dispositif ;
- l'aménagement et l'occupation du territoire, les transports, les infrastructures critiques et l'agriculture ;
- la disponibilité des matériaux ;
- les aménagements, la facilité d'accès et la sécurité publique ;
- le drainage des terres et le stockage des eaux de crue ;
- les incidences de la variabilité climatique saisonnière et du changement climatique ;
- les incidences du développement humain.

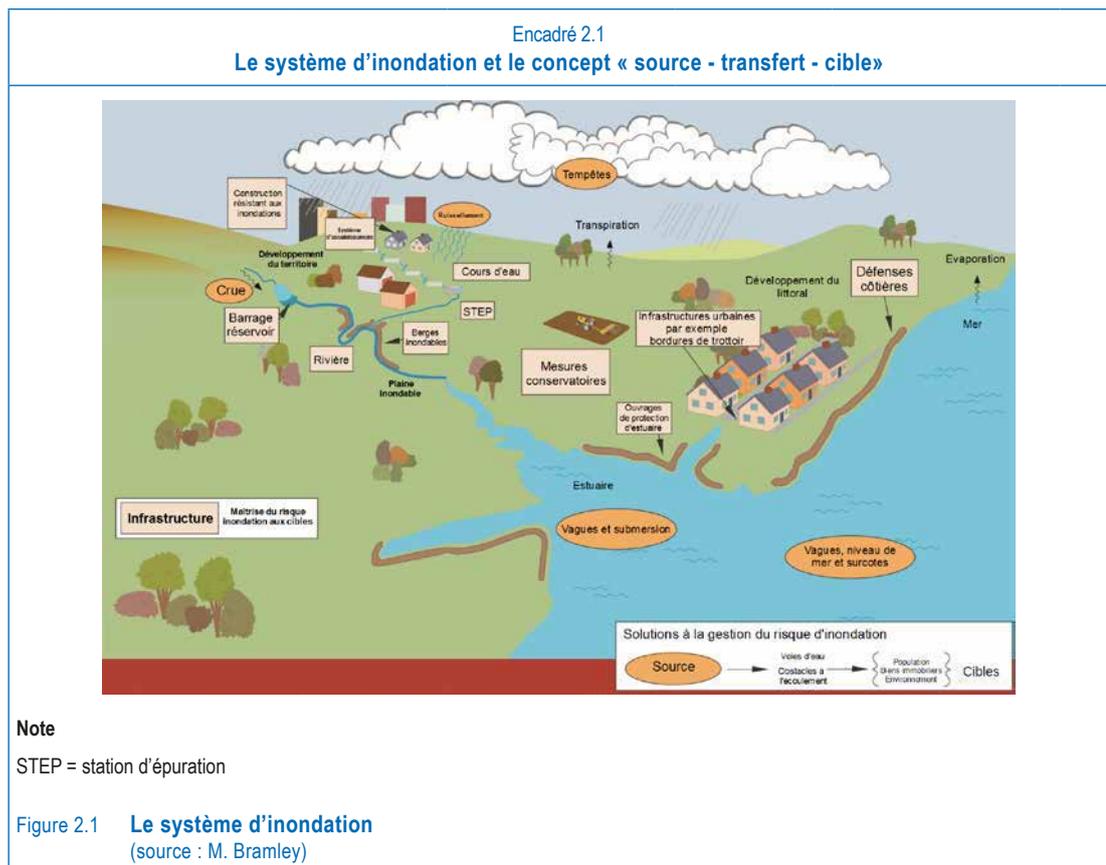
Il faut parfois tenir compte des conflits d'intérêts pour élaborer une solution adaptée à un lieu donné. La section 3.1 traite plus en détails de ces questions, notamment en ce qui concerne les digues.

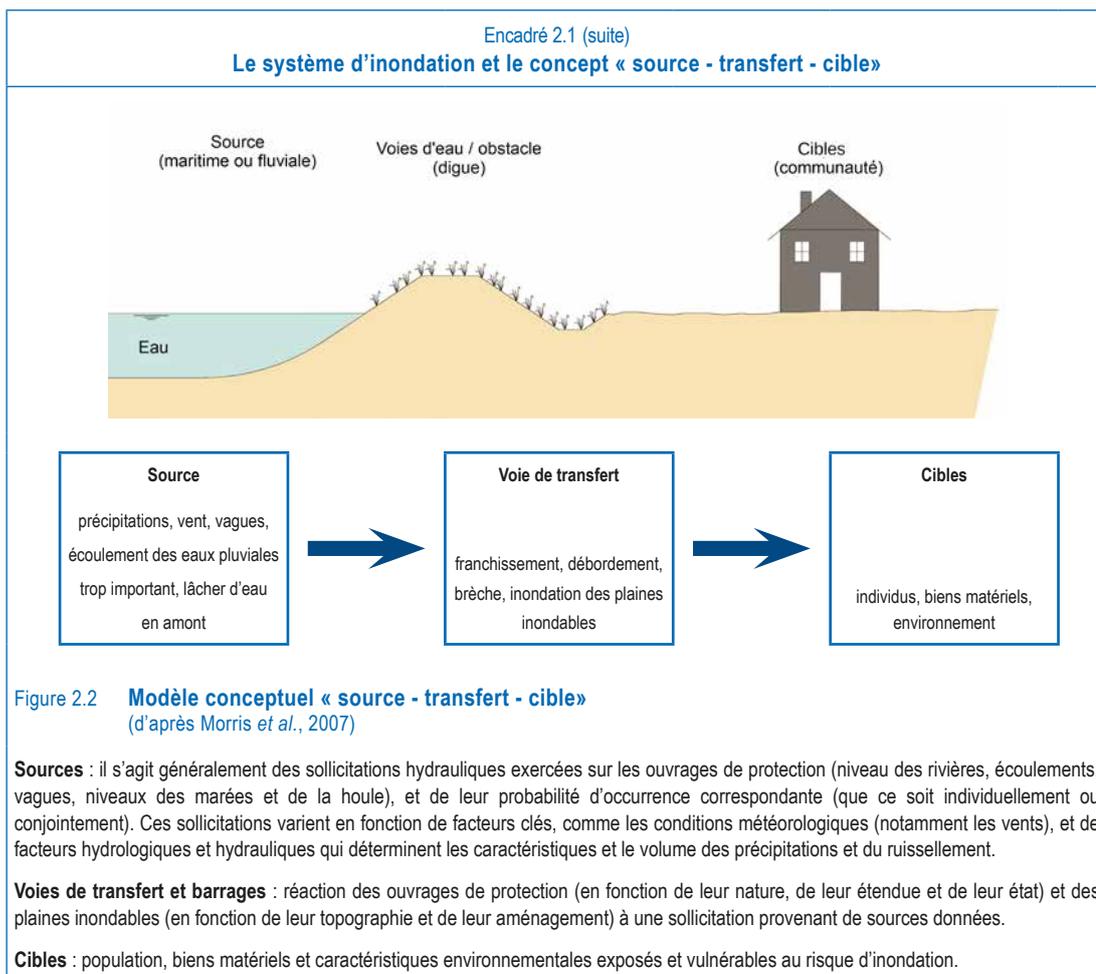
2.1.1.2 Sources, voies de transfert et cibles

On considère que les inondations – quelle que soit leur ampleur et qu’elles soient provoquées par la montée des eaux de rivières, de lacs, d’estuaires ou de la mer – sont des phénomènes naturels. Cependant, les inondations peuvent causer aux hommes des préjudices importants, et c’est la raison pour laquelle on parle de « risques ». Un risque renvoie à un phénomène physique ou à des activités humaines susceptibles d’entraîner des effets nuisibles sur les individus ou de causer des préjudices matériels. Dans le cadre de la gestion du risque d’inondation, les efforts se portent uniquement sur celles pouvant représenter un risque. Toutefois, l’existence d’un risque n’aboutit pas forcément à une issue défavorable : cela indique seulement que ledit risque peut potentiellement causer des préjudices (ou entraîner des conséquences néfastes).

Les inondations sont des phénomènes complexes qui peuvent provenir de différentes sources d’eau (mer, rivières, lacs, entre autres). L’eau d’inondation emprunte ensuite différentes voies avant d’avoir une incidence sur divers types de cibles. La complexité de ce phénomène est illustrée grâce au modèle source - transfert - cible représenté à l’encadré 2.1. Le risque d’inondation survient si les conditions suivantes sont réunies (cf. figure 2.1) :

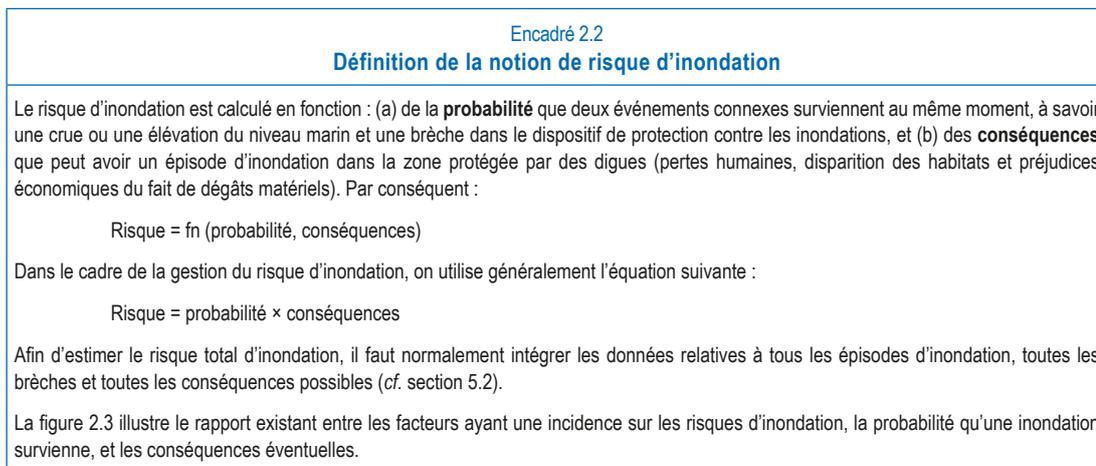
- apparition d’un risque dû à la présence d’une source ou à un phénomène déclencheur (fortes précipitations, par exemple) ;
- présence d’un enjeu (plaines inondables, individus ou encore biens matériels) ;
- présence d’une voie de transfert entre la source et les cibles (par exemple, voies d’acheminement des inondations traversant, contournant ou passant au-dessus des structures de protection contre les inondations, et voies par lesquelles l’eau pénètre dans les plaines inondables).

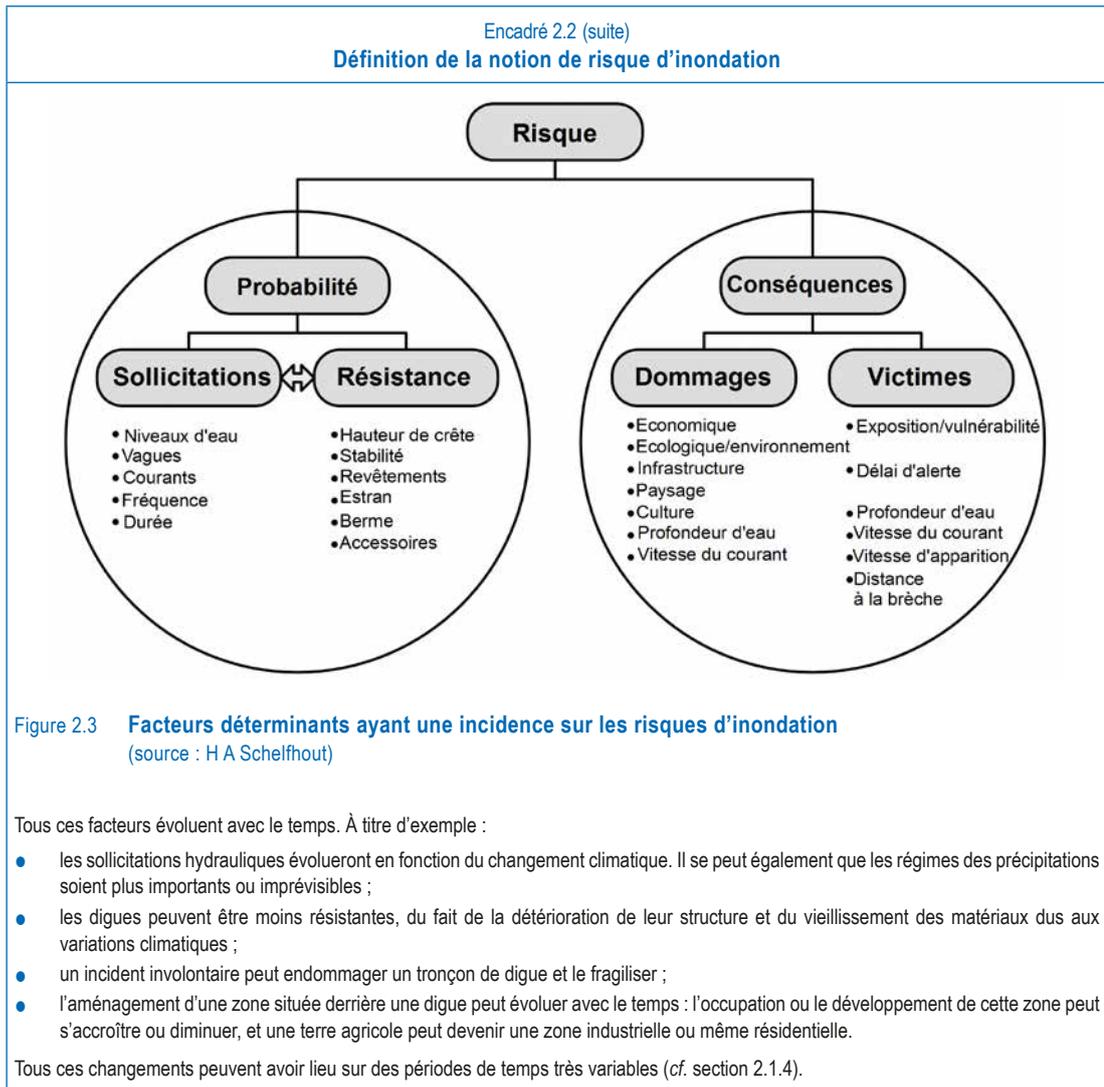




2.1.2 Qu'est-ce que la gestion du risque d'inondation ?

D'après le concept « source - transfert - cible », on peut considérer que la gestion du risque d'inondation vise à réduire la probabilité que des inondations particulièrement graves surviennent, et/ou à réduire l'ampleur des conséquences que pourrait avoir une inondation. La notion de risque d'inondation est définie à l'encadré 2.2.





2.1.2.1 Processus de gestion du risque d'inondation

Comme l'indique la figure 2.4, le processus de gestion du risque d'inondation consiste : à identifier d'abord les risques d'inondation, à évaluer ensuite le niveau de risque, et à élaborer enfin des politiques et des plans d'action pour contrôler ces risques et les réduire à des niveaux « acceptables ».

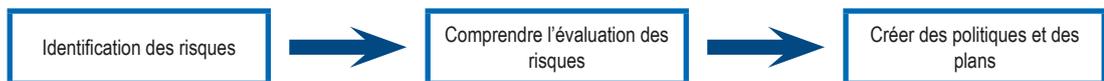


Figure 2.4 Processus d'identification, d'évaluation et de contrôle des risques d'inondation

Afin de définir plus précisément le processus de gestion du risque d'inondation, il est bon de souligner qu'il repose sur les étapes successives suivantes (cf. figure 2.5) :

- identification des risques** : processus de reconnaissance et d'enregistrement des risques ;
- analyse des risques d'inondation** : l'analyse dépend de l'identification et de l'estimation des risques, et s'effectue grâce aux outils et aux méthodes actuels qui permettent d'étudier et de mettre en rapport la probabilité et les conséquences d'une inondation éventuelle (cela permet notamment de faire des estimations sur les risques d'inondation futurs, sur les indemnités relatives aux futurs changements climatiques, et sur les dégradations et les changements socio-économiques. cf. section 5.2) ;

- **évaluation des risques d'inondation** : elle comprend l'évaluation de l'importance des risques, une analyse coûts-bénéfices, et la formulation de recommandations *via* à l'évaluation des options possibles ;
- **prise en charge des risques d'inondation** : cela repose sur la mise en œuvre de politiques et d'instruments de planification (de prévention, de contrôle et d'atténuation), la prise de décisions relatives à la sécurité sous tous ses aspects, conjointement avec la conception, la mise en œuvre et le maintien de mesures structurelles.

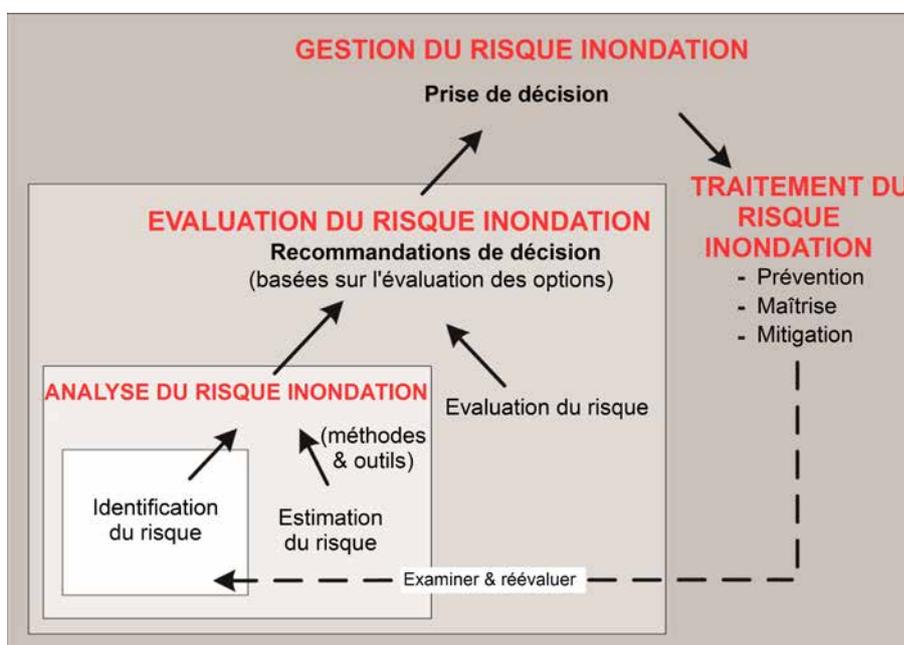
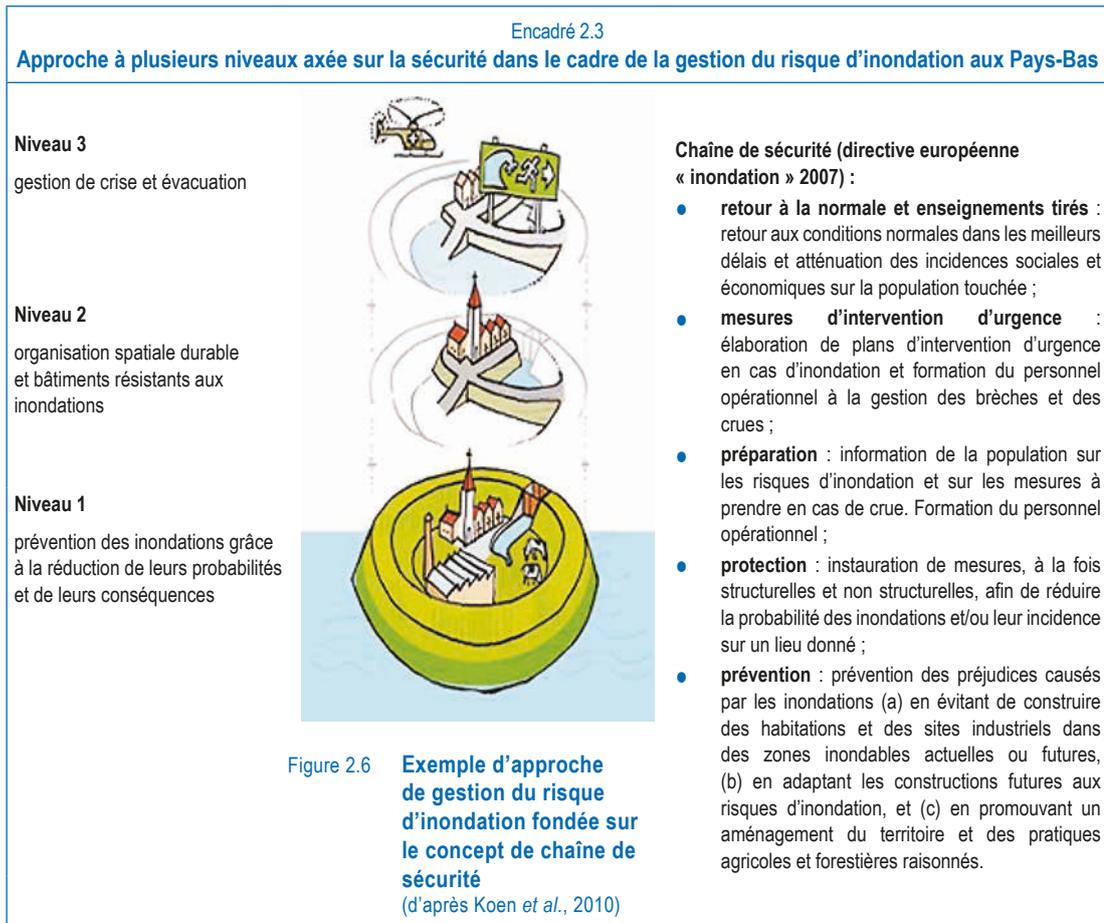


Figure 2.5 **Illustration d'une approche possible en matière de gestion du risque d'inondation** (d'après Bowles *et al.*, 1999)

On trouve un exemple du processus présenté à la figure 2.5 dans la directive européenne « inondations » de 2007, fixant une série de prescriptions qui demandent aux pays de l'Union européenne (UE) de réaliser des évaluations préliminaires des risques d'inondation, des cartes des risques d'inondation, et à terme, des plans de gestion du risque d'inondation.

Bien que tous les pays partagent les mêmes objectifs généraux en matière de gestion du risque d'inondation, et que tous respectent le processus élémentaire illustré à la figure 2.5, leurs approches et la façon dont elles sont définies divergent. Par exemple, les Pays-Bas utilisent le concept de « chaîne de sécurité » (présenté à l'encadré 2.3) pour définir et évaluer les politiques de gestion du risque d'inondation, et faire le lien avec l'approche globale exposée dans la directive « inondations » de 2007.



2.1.2.2 Cadres de gestion du risque d'inondation

Il est essentiel qu'un pays, un État ou une organisation disposent d'un cadre de gestion du risque d'inondation efficace, au sein duquel les politiques, processus et procédures puissent être mis en œuvre. Ce cadre doit comprendre un programme intégré couvrant l'ensemble du processus décrit à la section 2.1.2.1, et prévoir des dispositions concernant :

- le contexte et les objectifs de l'organisation ;
- la sélection des techniques et des méthodes adaptées à l'évaluation des risques d'inondation ;
- les prises de décision relatives aux risques d'inondation jugés « tolérables », du fait de leur importance limitée et de leurs caractéristiques, et à la prise en charge des risques d'inondation jugés « inacceptables » ;
- l'identification et l'analyse des données environnementales pertinentes et de toutes les incidences environnementales importantes.

Dans cette perspective, toute organisation chargée de la gestion du risque d'inondation devrait expliquer clairement dans quelle mesure ces fonctions entrent dans le cadre de ses responsabilités et de ses pouvoirs, et comment elles s'intègrent à ses processus organisationnels, à savoir :

- les ressources disponibles pour effectuer les évaluations, préparer et mettre en œuvre les plans de gestion ;
- la façon dont on rendra compte, examinera, enregistrera et communiquera les évaluations, cartes et plans de gestion relatifs aux risques d'inondation ;
- les procédures pour constituer un dossier d'analyse relatif aux ressources nécessaires pour mener des interventions ciblées visant à réduire les risques ;
- les procédures pour gérer les incidents environnementaux et veiller au respect de la législation (obtention d'autorisations environnementales, par exemple).

La section 2.4 aborde plus en détails les questions relatives à l'organisation et à la communication.

2.1.2.3 Approche en matière de prise de décisions

Les décisions prises dans le cadre de la gestion du risque d'inondation doivent rechercher un juste équilibre entre facteurs concurrentiels et facteurs complémentaires ayant un impact sur le risque d'inondation. Dans la mesure du possible, il faut adopter des mesures d'intervention qui permettent de réduire le plus possible les risques d'inondation à moindres coûts pour la société (coûts économiques, environnementaux et sociaux). La recherche d'un équilibre nécessite souvent de recourir à un système d'aide à la décision (SAD) mettant en avant les différentes options stratégiques possibles et permettant d'évaluer leurs coûts et leurs avantages en fonction d'un éventail d'avenirs possibles (ou de scénarios de planification). Il faut cependant garder à l'esprit que même si une telle approche permet de réduire les risques d'inondation, on ne peut pas éliminer entièrement ces risques. Les processus et procédures de gestion des situations d'urgence (cf. section 6.1) permettent de prendre en charge les risques d'inondation résiduels.

2.1.3 Processus de gestion du risque d'inondation

Cette section décrit plus avant le processus de gestion du risque d'inondation présenté à la figure 2.5.

2.1.3.1 Identifier les risques d'inondation

Dans le cadre du présent guide, on parle de risque d'inondation (cf. encadré 2.2) lorsque les structures visant à atténuer les risques d'inondation, telles que les digues, sont menacées par la mer, les rivières, les lacs et les sollicitations hydrauliques qui peuvent en résulter. Parmi ces menaces, on compte :

- les niveaux d'eau très élevés (notamment ceux provoqués par des débuts d'inondations rapides, des crues éclair et des crues prolongées) ;
- l'attaque de vagues très violentes ;
- les forts courants.

Le processus d'identification des risques consiste à reconnaître et à enregistrer les risques découlant des menaces mentionnées précédemment. Il s'agit d'identifier ce qu'il pourrait se passer ou le type de situations qui pourraient survenir (que l'on définit souvent comme « scénarios ») et avoir une incidence sur certaines cibles. Ce processus doit permettre d'identifier les causes et les sources à l'origine d'événements ou de situations à risque qui pourraient avoir un impact matériel sur les vies humaines, l'environnement et l'économie locale.

La liste ci-dessous donne à titre d'exemple certains facteurs ou caractéristiques qui pourraient être pris en compte dans le processus d'identification des risques :

- conditions de mise en charge (phénomènes hydrométéorologiques) et probabilité d'occurrence ;
- probabilité d'inondation sans brèche d'une digue (lorsqu'une charge hydraulique déborde ou franchit la crête d'une digue) ;
- état de la digue et probabilité de défaillance sous l'effet d'une sollicitation hydraulique (fiabilité de la digue) ;
- caractéristiques de la plaine inondable et de l'inondation (profondeur, vitesse du courant, étendue géographique, etc.) ;
- nature, importance et vulnérabilité des cibles (humains, environnementaux et économiques) aux inondations ;
- mécanismes et mesures de contrôle des risques existants et efficacité de ces dispositifs (mesures d'intervention d'urgence par exemple) ;
- incertitudes concernant les données et les connaissances relatives aux facteurs mentionnés ci-dessus.

Afin de définir ces caractéristiques, il est possible de s'appuyer sur les connaissances acquises lors de précédents épisodes d'inondation. Cependant, il se peut que cela ne soit pas suffisant pour certains phénomènes rares, et quoi qu'il en soit, les circonstances peuvent avoir changé (concernant les activités sur les plaines inondables, par exemple). Il est donc nécessaire d'effectuer des calculs prévisionnels afin d'évaluer les probabilités et l'ampleur de toutes les inondations éventuelles.

2.1.3.2 Analyse des risques d'inondation

L'analyse des risques d'inondation permet de rassembler et d'évaluer tous les facteurs connus contribuant à rendre une zone vulnérable aux inondations. Elle permet également d'évaluer et de comparer de façon cohérente les interventions potentielles visant à modifier, à contrôler ou à réduire ces risques. La portée d'une analyse des risques d'inondation doit être proportionnelle aux besoins ayant nécessité qu'une telle analyse soit effectuée.

Les méthodes d'analyse des risques sont évolutives. Les approches diffèrent d'un pays à l'autre, en termes d'efforts déployés, de précision et de justesse (exactitude). Les facteurs ayant une incidence sur la sélection des techniques et des méthodes d'analyse des risques sont les suivants :

- complexité du problème et méthodes requises pour l'analyser ;
- nature et degré d'incertitude de l'analyse des risques fondée sur la quantité de données disponibles, et conditions requises pour atteindre les objectifs ;
- importance des ressources nécessaires, en termes de temps, de niveau de compétence, de besoins en matière de données, et de coût ;
- pertinence de la méthode pour produire des résultats quantitatifs et qualitatifs.

On peut déterminer le degré d'incertitude général de l'analyse, en associant les évaluations de l'incertitude réalisées à différents niveaux du système source - transfert - cible. Le présent guide aborde la question de l'incertitude dans les contextes suivants :

- questions relatives aux outils d'analyse (cf. sections 7.3.13 et 8.11.6) ;
- évaluation des risques (cf. section 5.2.2) ;
- conception (cf. section 9.5 et 9.10) lors de la construction (cf. section 10.2).

2.1.3.3 Approche par étapes de l'analyse des risques d'inondation

Une approche par étapes est fondée sur les risques, et ajuste – suite à une évaluation préliminaire des risques – la quantité d'efforts déployés pour mener plus avant des recherches et des analyses, en fonction de la gravité des défaillances et de l'ampleur des conséquences. Étant donné que l'analyse des risques d'inondation est chronophage et coûteuse, la mise en œuvre d'une approche par étapes permet de faire gagner du temps et de réduire les coûts. Cette approche peut être employée à tous les niveaux du système « source - transfert - cible» (cf. figure 2.2), en déployant à chaque étape des efforts proportionnels au niveau de risque. On trouve à la figure 2.7 un exemple de ce type d'approche.

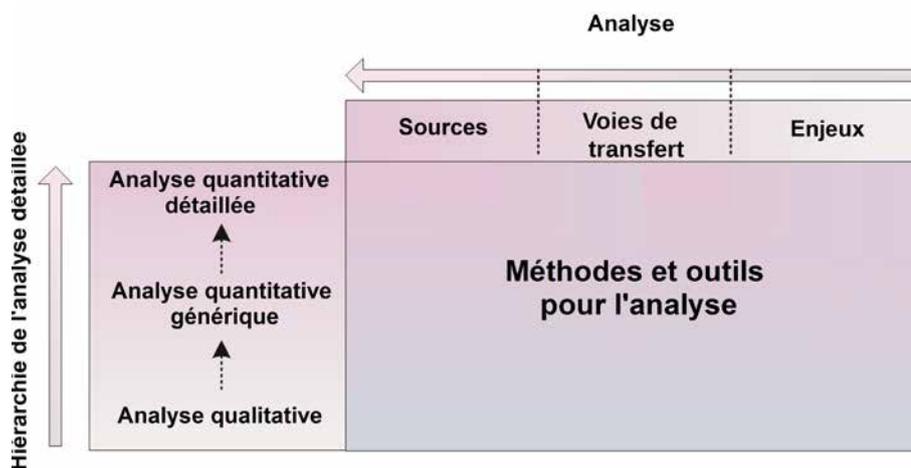


Figure 2.7 Exemple d'approche par étapes de l'analyse des risques (approche britannique)

Le concept d'approche par étapes, où niveau de précision et efforts consentis sont liés au niveau de risque, n'est pas uniquement réservé à l'analyse des risques, et peut être applicable à tous les domaines de la gestion des inondations.

2.1.3.4 Évaluation des risques d'inondation

On ne peut pas complètement éliminer les risques. L'analyse des risques d'inondation, pour chaque intervention éventuelle, identifiera les risques résiduels, qui seront à leur tour évalués pour déterminer s'ils sont acceptables ou tolérables pour les parties prenantes. L'évaluation des risques permet de gérer les digues et les risques d'inondation à l'aide d'un cadre commun à tous les risques majeurs. Bien qu'il soit difficile d'établir la limite entre ce qui est « tolérable » et ce qui ne l'est pas, la phase d'évaluation permet de prendre en compte des valeurs et des jugements des points de vue sociétal, réglementaire, légal et du point de vue des propriétaires dans les processus de gestion et de prise de décision.

Ce type d'évaluation devrait être effectué avant de comparer et de sélectionner les mesures et les instruments potentiels (cf. section 2.2) pour réduire les risques d'inondation. Il n'est pas nécessaire de réaliser une analyse formelle après chaque analyse périodique des risques. Dans l'idéal, l'évaluation devrait être effectuée par une équipe indépendante, plutôt que par l'équipe ayant réalisé l'analyse.

Les approches et les mises en application de l'analyse des risques varient en fonction des pays, et il n'est donc pas surprenant que ces variations soient manifestes aux échelons international et national. On trouve à ce sujet de plus amples informations à la section 5.2.11.

2.1.4 Évolution des risques d'inondation et réponses connexes

2.1.4.1 Origines de l'évolution des risques d'inondation

À l'origine de l'évolution des risques d'inondation peuvent se trouver soit des facteurs déterminants, comme le changement climatique, soit des réponses sous la forme de mesures et/ou d'instruments (cf. section 2.2) mises en œuvre pour contrôler ou atténuer les risques d'inondation. Ces deux choses ont une incidence sur le système d'inondation source - transfert - cible, et par conséquent un impact sur les risques d'inondation, comme l'illustre la figure 2.8.

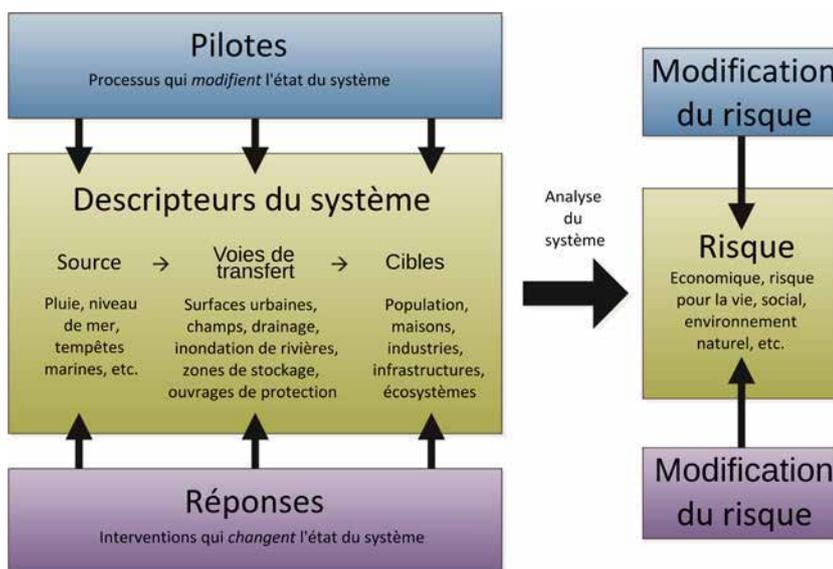
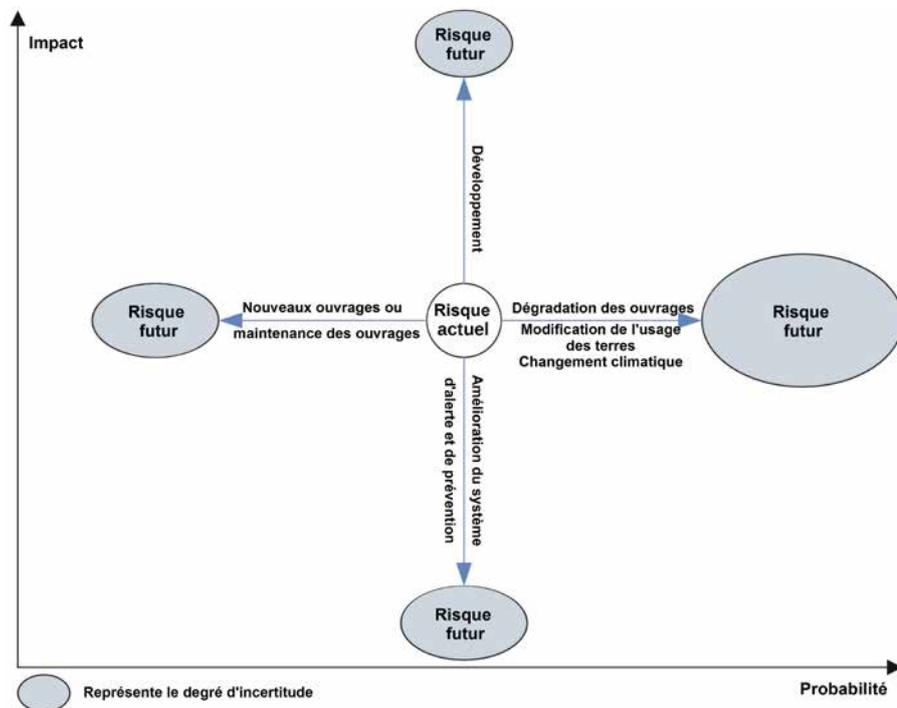


Figure 2.8 Facteurs déterminants et réponses ayant un impact sur le système d'inondation source - transfert - cible (Evans *et al.*, 2008)

On peut replacer l'évolution des risques d'inondation dans le cadre d'un « espace incidences/conséquences - probabilité », comme l'illustre la figure 2.9. À titre d'exemple, cette figure montre comment la probabilité des risques d'inondation peut augmenter sous l'action de facteurs de risques déterminants, tels le changement climatique, la détérioration des ouvrages de protection ou l'évolution de l'aménagement du territoire. Les facteurs déterminants (comme le développement urbain par exemple) agissent également sur les incidences/conséquences des risques. Le degré de prise en compte de ces différentes modifications au niveau de la planification, de la conception et de la protection contre les inondations est variable et relève généralement des politiques nationales.

La figure 2.9 montre également dans quelle mesure les réponses peuvent réduire la probabilité des risques d'inondation (grâce à l'amélioration des ouvrages de protection par exemple) ou les incidences/conséquences (grâce à l'amélioration des systèmes d'alerte et de la préparation). La section 2.2 aborde plus en détails les différents types de mesures et instruments existants pour réduire les risques d'inondation.



Note

La taille des ellipses représente le degré d'incertitude en terme de risque

Figure 2.9 **Les risques d'inondation représentés dans un espace probabilité - conséquences illustrant différentes manières de faire évoluer ces risques**
(d'après Sayers *et al.*, 2003)

2.1.4.2 Résultats à long terme

Il faut effectuer des évaluations sur un large éventail de scénarios et sur une longue période pour comprendre quelles conséquences peuvent avoir ces facteurs déterminants et ces réponses sur les risques d'inondation. Les politiques nationales déterminent souvent la durée des périodes sur lesquelles sont étudiées les évolutions des risques d'inondation, mais il s'agit généralement de périodes comprises entre 50 et 100 ans. Dans l'idéal, les évaluations des risques d'inondation devraient ensuite être ramenées à des cadres temporels communs. Par exemple, lors d'une analyse coûts-bénéfices, on effectue ce type d'intégration en déterminant la valeur actuelle des dommages annuels prévus.

Cependant, il est fondamentalement impossible de prédire avec certitude les évolutions futures des risques d'inondation. C'est pourquoi l'évaluation des risques et celle des possibilités d'intervention connexes comportent toujours un degré d'incertitude, qui constitue un des enjeux majeurs pour les gestionnaires des risques d'inondation.

Le chapitre 7 présente des méthodes permettant de convertir l'élévation du niveau de la mer en niveaux d'eau et en sollicitations hydrauliques exercées sur les digues. La section 9.12 traite de la prise en compte de l'affaissement du sol lors de la conception des digues.

Encadré 2.4

Exemples de facteurs de risques d'inondation déterminants

Facteurs de risques déterminants à la source

La variabilité et le changement climatiques comptent parmi les principaux facteurs de risques déterminants à la source. Le net réchauffement de l'atmosphère, observé depuis des dizaines d'années, a modifié le cycle hydrologique à plusieurs niveaux : modification du régime et de l'intensité des précipitations, fréquence et ampleur plus importantes des épisodes de sécheresse, augmentation de la vapeur d'eau atmosphérique, et modification du niveau d'humidité du sol et du ruissellement. **Les écoulements fluviaux sont plus importants**, du fait de l'augmentation de la saturation du sol en eau et du ruissellement vers les rivières, les lacs et les réservoirs, ce qui a une incidence sur :

- la structure des digues et les risques d'inondation, du fait de l'augmentation de la vitesse du courant, et de l'affouillement et de l'érosion potentiels du sol supportant les digues ;
- les probabilités de défaillances dues à l'augmentation du niveau et de la fréquence des sollicitations hydrodynamiques ;
- les probabilités de débordements dus à la diminution de la revanche de sécurité des digues (distance entre le niveau de l'eau et la crête de la digue).

Plusieurs facteurs semblent être responsables de **l'élévation du niveau de la mer** : le réchauffement atmosphérique, qui à son tour entraîne le réchauffement des océans et la fonte généralisée des neiges et de la banquise. L'élévation du niveau de la mer est à l'origine de sollicitations plus importantes (niveaux d'eau et hauteur des vagues) sur les systèmes et les structures de protection contre les inondations. L'incidence de ces sollicitations sur lesdites structures varie en fonction :

- de la région ou de la zone (littoral, estuaire, rivière ou lac) ;
- de la géométrie du littoral (avec perte potentielle de l'estran) et de la zone côté terre ;
- du type de sollicitations hydrodynamiques (niveau d'eau élevé et/ou attaque des vagues).

L'élévation relative du niveau de la mer (qui est particulièrement importante pour les digues situées sur les littoraux ou dans les estuaires) dans une zone spécifique dépend également de :

- **l'isostasie** : mouvement vertical de la masse terrestre qui varie d'un continent à l'autre (isostasie régionale). Le changement climatique a une incidence sur le phénomène isostatique, car la fonte des nappes glaciaires dans les régions polaires engendre la réduction des charges sur les masses continentales qui les supportent, et provoque le soulèvement de ces masses ;
- **l'affaissement** : qui résulte généralement des conditions pédologiques locales, de l'augmentation des charges ou des activités humaines, comme l'exploitation minière ou le pompage de l'eau dans des aquifères souterrains. Les influences climatiques sont également manifestes pour certaines terres à la géomorphologie particulière (tassement des sols tourbeux par oxydation). Cependant, **les attaques de vagues augmentent**, du fait de la fréquence accrue des tempêtes ou de l'élévation relative du niveau de la mer : la profondeur des océans augmente alors, ce qui cause la formation de vagues plus hautes pouvant atteindre les digues littorales.

Facteurs de risques déterminants au niveau des voies d'eau

La détérioration des digues et des murs de protection contre les inondations (ou des éléments qui les composent), causée par différents mécanismes biologiques, chimiques et physiques, modifie leur état et les rend moins fiables. Les défaillances sont davantage susceptibles de se produire sous l'effet des charges hydrauliques. Même lorsque les ouvrages de protection ont été reconstruits ou adaptés à un niveau d'eau plus élevé, les populations peuvent malgré tout être touchées par une inondation de plus grande ampleur, en cas de débordement ou de défaillance de la ou des structure(s) en question (il est fondamental d'informer efficacement les populations sur les risques d'inondation afin d'éviter qu'elles n'aient une fausse impression de sécurité, suite à l'augmentation de la hauteur ou de la taille d'un système de protection contre les inondations).

Facteurs de risques déterminants au niveau des enjeux

Au fil du temps, **l'occupation et l'aménagement du territoire** peuvent évoluer sous l'action du développement local et régional, à savoir :

- le drainage des basses terres côtières à des fins agricoles ;
- les mouvements et la croissance démographiques, ainsi que l'expansion des zones résidentielles dans les zones présentant un risque d'inondation ;
- les politiques d'aménagement du territoire (création de zones industrielles ou commerciales dans les plaines inondables et les estuaires, par exemple).

Dans les zones à fort développement, on observe souvent l'augmentation des infrastructures porteuses, comme les réseaux de transport, les écoles, les industries de services, les services publics, les hôpitaux et les commerces de détail.

L'affaissement de la surface du sol peut également accroître la hauteur d'eau d'une inondation potentielle et aggraver les préjudices causés aux habitants de la zone inondée, tant d'un point de vue humain que matériel.

2.2 MESURES ET INSTRUMENTS RELATIFS À LA GESTION DU RISQUE D'INONDATION

Pour réduire les probabilités d'inondation, ou bien les conséquences d'une inondation éventuelle (cf. tableau 2.1), on emploie généralement des **mesures** physiques et des **instruments** financiers et réglementaires habituellement instaurés et utilisés par les autorités responsables de la gestion du risque d'inondation.

En pratique, mesures et instruments dépendent étroitement l'un de l'autre. Il est pratiquement impossible de mettre en œuvre une mesure structurelle sans instruments réglementaires adaptés, sans justifier sa mise en œuvre, et éventuellement sans compensation financière pour ceux qui en subiraient les conséquences. Les instruments financiers et réglementaires ont aussi bien une incidence sur le comportement des individus que sur les prérequis relatifs à la mise en place de mesures structurelles.

Tableau 2.1 **Mesures et instruments relatifs à la gestion du risque d'inondation**
(d'après FLOODsite, 2009)

Objectif global	But	Nature	Désignation
Réduction des probabilités d'inondation	atténuation ou prévention des inondations	mesures physiques	<ul style="list-style-type: none"> • travail de conservation du sol • barrages/réservoirs • reboisement • rétablissement des méandres dans les ruisseaux et les rivières • rétention d'eau dans les bassins versants en amont • rétention d'eau dans les villes • brise-lames
		instruments réglementaires	<ul style="list-style-type: none"> • conservation/réhabilitation des zones humides • protection des zones humides côtières
	contrôle et protection contre les inondations	mesures physiques	<ul style="list-style-type: none"> • construction/renforcement des digues • ouvrages de contrôle hydraulique • murs de protection contre les inondations temporaires/mobiles • apport de sable sur les littoraux • bypass • relier des rivières à des lacs existants • dragage des rivières • relocalisation/réalignement des remblais • abaissement compensatoire du niveau de certaines zones des plaines inondables • élimination des obstacles pour diminuer la rugosité hydraulique • élargissement du lit des rivières

Objectif global	But	Nature	Désignation
Réduction de l'impact des inondations	contrôle du régime des crues	mesures physiques	<ul style="list-style-type: none"> compartimentation des zones zones de rétention/zones d'expansion des crues chenal d'écoulement en crue brèche effectuée intentionnellement dans la digue pour contrôler la crue protections rapprochées construites autour des villages et des villes ouvrages en enrochements
	utilisation réglementaire et adaptée des zones inondables	mesures physiques	<ul style="list-style-type: none"> protection contre les inondations des bâtiments situés dans les plaines inondables
		instruments réglementaires	<ul style="list-style-type: none"> réglementation en matière de construction (élévation des constructions en particulier) constructions adaptées aux inondations zonage des terres réglementation en matière de stockage des produits toxiques et chimiques adaptation des fonctions récréatives adaptation des pratiques agricoles comportements engendrant une augmentation des dégâts, punis par des contraventions attribution des subventions pour la mise en œuvre de mesures, notamment de mesures de protection contre les inondations
	répartition des impacts des crues	instruments financiers	<ul style="list-style-type: none"> indemnisation des dommages matériels/rachats fonds de secours de l'État assurances
préparation	instruments de communication	<ul style="list-style-type: none"> communication des informations relatives aux risques, notamment grâce aux cartes des risques d'inondation plans d'actions d'urgence comprenant des plans d'évacuation actions éducatives et de conseils menées auprès des habitants gestion des crises systèmes de prévision des inondations systèmes d'alerte aux inondations médias et chaînes d'information (radio/télévision/internet) 	

Il faut tenir compte des éléments les plus vulnérables du système, lors de la mise en œuvre de mesures et d'instruments, à savoir :

- équiper les bâtiments de dispositifs de protection contre les inondations ou en surélever le rez-de-chaussée permettent de les rendre moins vulnérables aux inondations ;
- les entreprises dotées d'un plan de protection contre les inondations seront davantage préservées de pertes économiques ;
- les plans d'évacuation doivent prévoir des mesures spécifiques pour les enfants en bas âge, les personnes âgées et les personnes handicapées, potentiellement plus vulnérables qu'un adulte en bonne santé face à une même menace d'inondation.

2.2.1 Mesures structurelles et non structurelles

Il existe une large gamme de mesures structurelles et non structurelles permettant de réduire les probabilités d'inondation, leur ampleur et leur niveau d'impact. Le tableau 2.2 répertorie certaines d'entre elles. Bien que non exhaustive, cette liste présente des mesures et des possibilités d'interventions susceptibles d'être mises en œuvre à n'importe quel niveau du système d'inondation « source - transfert - cible ».

Tableau 2.2 **Mesures de gestion du risque d'inondation** (les mesures non structurelles apparaissent en italique)
(d'après McBain *et al.*, 2010)

Contrôle à la source – mesures permettant de réduire les risques de montée des eaux à des niveaux élevés	Modifications des voies d'eau – mesures permettant de modifier ou de bloquer les voies empruntées par les eaux d'inondation vers un site	Résilience des cibles – mesures permettant de réduire la vulnérabilité des cibles face aux impacts d'une inondation
<ul style="list-style-type: none"> ● <i>aménagement de l'espace et politiques d'aménagement du territoire</i> ● drainage durable : <ul style="list-style-type: none"> ● bassins de retenue ● systèmes de drainage et filtration/bandes tampons ● dispositifs de régulation du débit ● bassins et tranchées d'infiltration ● pavage perméable ● puits d'infiltration ● rigoles de drainage ● zones humides ● murs et toits verts ● installation de conduites surdimensionnées et de réservoirs tampons dans le réseau de drainage ● collecte des eaux de pluie ● bassins tampons ● régularisation des cours d'eau <ul style="list-style-type: none"> ● restauration des cours d'eau et réhabilitation des plaines inondables. 	<ul style="list-style-type: none"> ● élévation du sol ● construction de murs de protection contre les inondations et de remblais/digues ● construction de canaux ou de tunnels de dérivation ● barrages, ouvrages de fermeture et biefs contre les ondes de tempête ● suppression ou modification de structures existantes ● systèmes démontables de protection contre les inondations ● systèmes temporaires de protection contre les inondations ● conception de réseaux de drainage en cas de dépassement (acheminement des eaux de ruissellement par exemple) ● gestion du réaligement du bâti pour dégager de l'espace pour l'eau ● mesures pour construire des ouvrages et des bâtiments résistants aux inondations ● réapprovisionnement en sable des plages et rehaussement des estrans 	<ul style="list-style-type: none"> ● cartographie et identification des risques d'inondation ● contrôle du développement et politiques d'aménagement du territoire ● plans d'urgence ● campagnes de sensibilisation et meilleure préparation ● systèmes d'alerte et de prévision des inondations ● amélioration des procédures d'intervention d'urgence ● exercices de gestion des incidents à partir d'un poste de travail ● exercices de gestion des incidents sur le terrain ● gestion de la continuité des activités ● transfert des risques (assurance contre les inondations, par exemple) ● réactions sur les enseignements tirés ● mesures pour renforcer la résistance des ouvrages et des bâtiments suite à des inondations

2.2.2 Instruments financiers et réglementaires

Les instruments réglementaires et financiers sont souvent conçus pour agir sur les mentalités et/ou les comportements des individus exposés à des risques d'inondation. Les instruments financiers ont, quant à eux, une incidence sur les investissements dans les biens immobiliers situés dans une zone protégée par des digues, et ils peuvent aussi encourager les propriétaires à protéger leurs biens contre les inondations. On peut avoir recours aux instruments réglementaires pour exiger que :

- les autorités compétentes diffusent des alertes de crue ou de submersion marine auprès des habitants potentiellement exposés à un risque d'inondation ;
- les individus et les entreprises souscrivent à des assurances contre les inondations ;
- les urbanistes locaux prennent davantage en compte les risques d'inondation lors de futurs aménagements ;
- les autorités locales élaborent des cartes de risques d'inondation et des plans d'évacuation en cas de crue ou de submersion marine.

2.2.2.1 Politique de gestion des inondations et normes

Dans certains pays, les normes de sécurité et la politique de gestion des inondations sont inscrites dans la législation nationale (cf. encadré 2.5). Certaines autorités sont donc légalement dans l'obligation de maintenir et de mettre en œuvre des dispositifs de gestion des inondations, tout en respectant certaines normes et un niveau donné de réduction des risques d'inondation. Les digues sont souvent conçues et construites pour répondre aux normes minimales requises.

Encadré 2.5

Exemple de normes de sécurité fixées par la loi aux Pays-Bas

Les normes de sécurité actuellement en vigueur aux Pays-Bas se fondent sur les recommandations formulées par la première commission Delta, suite à la violente tempête de 1953. Par exemple, une analyse coûts-bénéfices pour le centre du pays – comparant les coûts engendrés par le renforcement des digues, avec le montant des préjudices économiques et financiers évités – a permis de déterminer que la probabilité optimale économique d'une inondation était de 1/125 000 par an. Cela a été converti en une norme de sécurité de 1/10 000 ans exprimée en fonction de la fréquence de dépassement permise pour le niveau d'eau de référence (associé au run-up dépassé par 2 % des vagues et une revanche minimum de 0,5 mètre). Par la suite, on a abaissé les normes de sécurité des zones ayant une plus faible valeur économique, et le critère de run-up a été remplacé par un critère de franchissement des vagues. Par conséquent, les normes de sécurité pour la zone primaire de protection contre les inondations se situent entre 1/250 et 1/10 000 par an, et sont fixées pour chaque digue circulaire par la loi sur la protection contre les inondations (1996).

Les instruments réglementaires, comme les règlements en matière d'aménagement du territoire, peuvent également permettre la mise en œuvre, limiter ou interdire certains aménagements et activités dans les bassins versants inondables (cf. figure 2.10) et les zones côtières. On trouve à l'encadré 2.6 des exemples de lois et de politiques appliquées par différentes régions et différents pays.



Figure 2.10 **Mise en pratique de politique sur l'aménagement – maison située non loin de la rivière Illinois (région de Saint-Louis aux États-Unis) bâtie selon une technique de construction sur pilotis, permettant de réduire les incidences et les préjudices causés par les inondations**
(photographie reproduite avec l'autorisation de l'USACE)

2.2.2.2 Questions relatives à la réglementation sur l'environnement

Certaines questions relatives à la réglementation sur l'environnement interfèrent souvent avec les mesures adoptées en matière de gestion du risque d'inondation. Elles peuvent notamment entraver la construction et la maintenance des digues. Par exemple, les lois en faveur de la protection de la faune et de la flore peuvent interdire des activités de maintenance, comme la tonte du gazon à certaines périodes de l'année, et limiter l'étendue des constructions et/ou des travaux de maintenance. Certains arbres, poussant à proximité ou sur les digues et mettant en danger leur intégrité structurelle, ne peuvent être abattus du fait de consigne de préservation des arbres. De ce fait, il peut être difficile d'atteindre ou de maintenir les objectifs de performance requis.

Encadré 2.6

Exemples de politiques nationales et d'instruments réglementaires

Législation nationale sur la gestion des plaines inondables aux États-Unis

Le 1er août 1968, le Congrès des États-Unis a instauré le programme national d'assurance contre les inondations (*National Flood Insurance Program - NFIP*) lors de l'adoption de la loi nationale sur l'assurance contre les inondations (*National Flood Insurance Act*) de 1968. Celle-ci a été modifiée par la loi sur la protection contre les inondations de 1974 (*Flood Disaster Protection Act*), la loi nationale sur la réforme de l'assurance contre les inondations de 1994 (*National Flood Insurance Reform Act*) et la loi sur la réforme de l'assurance contre les inondations de 2004 (*Flood Insurance Reform Act*). Le NFIP est administré par l'Agence fédérale de gestion des situations d'urgence (*Federal Emergency Management Agency – FEMA*). Toute communauté participant au NFIP doit veiller à ce que sa réglementation sur la gestion des plaines inondables réponde ou dépasse les exigences minimales du NFIP. La loi interdit au FEMA (rattaché au ministère américain de la sécurité intérieure – *Department of Homeland Security (DHS)*) de proposer une assurance contre les inondations aux communautés ne possédant pas de règlement qui respecte ou dépasse ces exigences minimales. Le FEMA fournit aux communautés des données sur les risques d'inondation (FEMA, 2011), sur lesquelles se fonde leur réglementation sur la gestion des plaines inondables.

Législation nationale sur la gestion des plaines inondables en France

La loi Grenelle 2 est la version française de la directive « inondations » (2007), et promeut :

- le partage des nouvelles connaissances homogènes en matière de risques grâce à l'évaluation préliminaire des risques d'inondation (EPRI) pour chaque région ;
- la définition d'une stratégie nationale de gestion du risque d'inondation (SNGRI) déterminant les critères importants de risques à l'échelon national ;
- l'identification des actions prioritaires pour chaque région du territoire ;
- la définition d'un plan de gestion du risque d'inondation pour chaque région ;
- l'adaptation et l'intégration de ces plans dans les stratégies locales élaborées à l'aide des outils actuels de gestion des risques : plans de prévention des risques d'inondation (PPRI), programmes d'actions de prévention des inondations (PAPI), etc.

Politique d'aménagement du territoire en Angleterre

En Angleterre, le cadre stratégique national d'aménagement du territoire (*National Planning Policy Framework*) (CLG, 2012) définit la politique nationale relative à certains aspects de l'aménagement du territoire, et vise à protéger l'environnement tout en promouvant une croissance durable. Ce cadre définit des politiques visant à faire face aux enjeux représentés par les changements climatiques et côtiers, et l'évolution des crues. Il intègre d'autres politiques nationales d'aménagement du territoire, pour la gestion de l'eau et des risques d'inondation en Angleterre, définies dans la stratégie nationale relative à la gestion du risque d'inondation (*National Flood Risk Management Strategy*) (EA and Defra, 2011).

Législation nationale sur la gestion des inondations en Allemagne

En Allemagne, la gestion des inondations est régie par la loi fédérale de 2005 sur la protection contre les inondations, et les lois sur l'eau des États fédérés (ou Länder). Chacun des seize Länder assure et gère indépendamment la protection contre les inondations. Des spécialistes travaillant pour des organisations non gouvernementales (DIN, DWA et BWK) élaborent les lignes directrices et les normes techniques. La gestion des digues repose sur des bases techniques posées par la norme DIN19712 et la directive de DWA M 507-1 (2011).

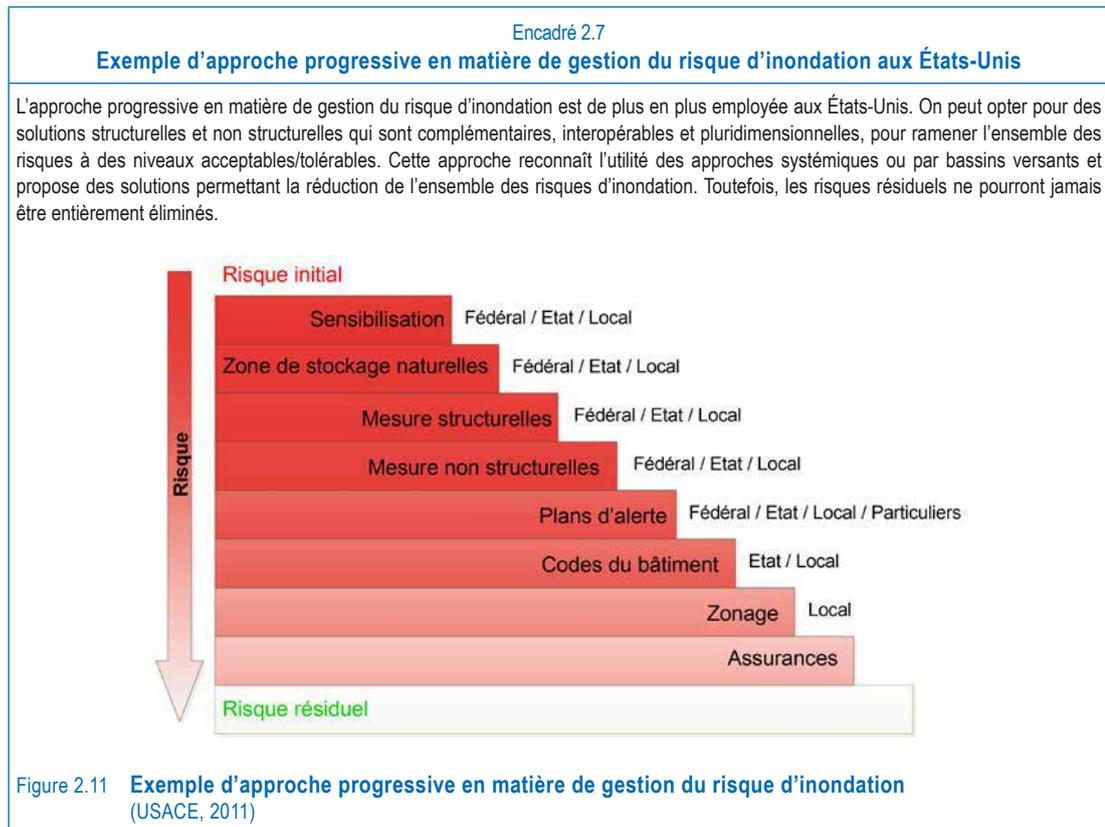
Législation nationale et pratiques en vigueur aux Pays-Bas

Aux Pays-Bas, la gestion des inondations est régie par la *Wet op de waterkering* (loi sur la protection contre les inondations (1996)). La sécurité de tous les ouvrages de protection de premier rang contre les inondations le long de la mer, des rivières et des lacs doit être évaluée périodiquement. D'un point de vue légal, les évaluations de sécurité doivent être effectuées conformément à la directive sur l'évaluation de la sécurité des ouvrages de protection de premier rang contre les inondations (*Voorschrift Toetsen op Veiligheid*) (TAW, 2004). Les résultats de toutes les évaluations de sécurité doivent être présentés au gouvernement dans un rapport d'évaluation national. Pour les ouvrages de protection qui ne respectent pas les normes, des plans de mesures correctives doivent être élaborés et approuvés par le Rijkswaterstaat afin d'obtenir un financement de l'État. Les outils techniques, comme les lignes directrices et les rapports techniques, sont également élaborés par le Rijkswaterstaat et validés par le réseau de spécialistes de la protection contre les inondations (ENW).

Note : les législations nationales en vigueur à travers l'Europe sont conformes à la directive européenne « inondations » (2007), qui exige que des évaluations préliminaires sur les risques d'inondation, des cartes de risques d'inondation et des plans de gestion du risque d'inondation soient réalisés et mis à jour tous les six ans.

2.2.3 Élaboration de panels de mesures et d'instruments

Il n'existe pas de mesures et d'instruments types pour réduire les risques d'inondation. L'approche stratégique la plus rentable en matière de gestion des inondations consiste généralement à élaborer des programmes ou des ensembles de mesures et d'instruments (souvent appelés « panels » ou « options stratégiques ») pour réduire les risques d'inondation. L'encadré 2.7 présente une approche progressive « en panel », adoptée aux États-Unis, comprenant un ensemble de mesures et d'instruments visant à réduire les risques d'inondation.



Le choix de mesures ou d'instruments spécifiques dépend d'un certain nombre de facteurs, à savoir :

- les principales causes de risques ;
- les traditions régionales et nationales en matière de gestion du risque d'inondation ;
- la disponibilité des financements ;
- l'efficacité escomptée d'une mesure ou d'un instrument donné(e) pour réduire les risques d'inondation.

Lors de la planification d'un panel de mesures et/ou d'instruments, il est important d'identifier leurs incidences et la façon dont ils pourraient interagir (y compris les conséquences non voulues). Le tableau 2.3 donne des exemples de mesures possibles et des incidences qu'elles peuvent avoir. Il faut considérer chaque conséquence de façon individuelle et collective, lorsqu'il s'agit de décider quel système correspond le mieux aux objectifs fixés par une communauté pour réduire les risques d'inondations.

Tableau 2.3 Incidences des mesures de réduction des préjudices causés par les inondations (USACE, 1995)

Mesures	Incidences de la mesure		
	Modifie la fonction débit-fréquence	Modifie la fonction phase -débit	Modifie la fonction niveau -préjudices
réservoir	oui	peut-être, en cas d'érosion et de dépôts au niveau et en aval du chenal dus à une modification du débit	peut-être, si les plaines inondables sont davantage aménagées
dérivation	oui	peut-être, en cas d'érosion et de dépôts au niveau et en aval du chenal dus à une modification du débit	peut-être, si les plaines inondables sont davantage aménagées
amélioration du chenal	peut-être, si le chenal a un impact temporel et si les capacités de stockage sont sensiblement modifiées	oui	peu probable
digue ou mur de protection contre les crues	peut-être, si les plaines inondables ne peuvent plus contenir le débit de crue	peu probable	oui
protection contre les inondations	peu probable	peu probable	oui
relocalisation	peu probable	peut-être, si les obstacles à l'écoulement sont supprimés	oui
plans de préparation aux alertes d'inondation	peu probable	peu probable	oui
réglementation en matière de construction et d'aménagement du territoire	peu probable	peut-être, si les obstacles à l'écoulement sont supprimés	oui
acquisition	peu probable	peut-être, si les obstacles à l'écoulement sont supprimés	oui

Il faut également prendre en compte les incidences sur le milieu environnant (pendant et après la construction de digues, par exemple). Ces impacts peuvent être tout aussi bien positifs que négatifs (bruit lié aux activités de construction, amélioration ou endommagement des habitats naturels). Dans certains cas, il est nécessaire de déplacer les habitats ou les habitations et d'acheter des terres. S'il est possible de quantifier et d'attribuer une valeur monétaire à certaines incidences, d'autres ne peuvent être décrites qu'en termes qualitatifs. La section 10.3 aborde plus avant les conséquences des activités de construction.

2.2.4 Évaluation des options possibles

L'« évaluation des options possibles » consiste à identifier les panels de mesures et d'instruments réalisables, déterminer les incidences que peuvent avoir ces options, et comparer les avantages et les inconvénients que chacune d'entre elles représente. Il s'agit d'évaluer de quelle manière chaque mesure fait évoluer les risques et de mettre en regard ces résultats avec l'absence d'intervention : on parle souvent des options « action » et « inaction ». On peut également comparer d'autres facteurs ayant un impact sur le projet, et il existe pour cela plusieurs techniques : l'analyse multicritères, l'analyse coûts-bénéfices, l'analyse coûts-bénéfices du point de vue sociétal, les évaluations de la sécurité des personnes, et l'étude d'impact sur l'environnement. La section 5.2 présente plus en détails ces techniques. L'évaluation des options potentielles devrait ainsi prendre en compte les principes de durabilité en matière d'acceptabilité sociale et de viabilité, tant environnementale qu'économique, comme cela est souligné à la section 2.3.2.

En ce qui concerne les digues, il s'agit d'évaluer leur environnement existant ou proposé, ainsi que l'impact que peut avoir l'environnement sur les digues, et *vice versa* (cf. chapitre 3 à ce sujet). L'évolution probable de l'environnement, des digues et des zones endiguées modifiera les risques d'inondation et l'efficacité des systèmes de protection actuels qui, s'ils sont considérés comme « sûrs » à un moment donné, peuvent ne plus l'être avec le temps (cf. figures 2.8 et 2.9). Il est important d'anticiper ces changements à venir afin de prendre les meilleures décisions en amont.

Note

À partir de ce point, on suppose dans ce guide que la décision a été prise (dans le cadre de l'évaluation des options) de créer ou de maintenir les digues dans le cadre des mesures d'intervention choisies.

2.3 GESTION DES DIGUES

2.3.1 Exigences de performance

Lorsqu'on établit des objectifs de gestion des digues, il est important de définir de façon claire et sans ambiguïté les résultats souhaités. Dans les situations qui n'entrent dans les cadres ni juridique ni politique, il faut définir les objectifs en s'appuyant sur les analyses socioéconomiques et les conseils d'experts, qui prennent en compte les préoccupations sociales.

Il faut que chaque élément et chaque tronçon d'une digue, ainsi que le système de gestion du risque d'inondation, fonctionnent efficacement. On définit la défaillance d'une digue comme l'incapacité à atteindre un seuil de performance déterminé pour une fonction donnée, notamment dans le cadre de la réduction des risques d'inondation. La section 3.5 aborde plus en détails cette problématique. Le processus de défaillance peut être dû à la lente détérioration des ouvrages de protection après un certain nombre de cycles de charge, ou à leur destruction rapide lors d'un seul événement. Pour prévoir et éviter les défaillances, il faut prendre en compte les performances hydrauliques et l'intégrité structurelle (et géotechnique) des ouvrages de protection pour des niveaux de sollicitation critiques et variables. Il faut mettre en place des mesures de résistance aux brèches, même en cas de franchissement. La section 3.5 présente les modes de défaillance potentiels pour les digues.

2.3.1.1 Approche fondée sur les risques en matière de performance des digues

D'un point de vue historique, les digues ont été conçues pour réduire les risques d'inondation par rapport au niveau d'eau d'une période de retour spécifique (définie par un niveau de crue historique, par une stratégie ou une politique de protection contre les inondations, ou par une analyse coûts - bénéfiques). Dans cette perspective, le niveau d'eau de référence retenu doit être revu périodiquement, car la situation évolue sous l'effet des facteurs déterminants et des réponses étudiés dans la section précédente. Cette approche tient compte des valeurs individuelles de chacune des données d'entrée et produit une valeur unique de performance de la digue. Le présent guide adopte plutôt une approche fondée sur les risques (ou sur la connaissance des risques) pour la conception et la gestion des digues. Cette approche considère que les digues font partie d'un système global de gestion du risque d'inondation, et met en avant les conséquences que peuvent avoir les défaillances en aval, sur les vies humaines, les biens matériels et l'activité économique. Il faudrait donc examiner l'intégrité des digues et les risques potentiels d'inondation, en fonction de différentes conditions de fonctionnement. Par exemple, on pourrait étudier quelle ampleur pourrait avoir l'inondation d'une zone protégée par des digues, en fonction de différents niveaux et de durées de crue (cf. encadré 2.8).

L'approche globale ayant été présentée, il est important que les normes et approches nationales ou même régionales en vigueur (lorsqu'elles existent) soient appliquées. Par exemple, en plus d'établir des niveaux de crue de référence, de nombreux pays possèdent des lignes directrices nationales spécifiques relatives à la conception hydraulique et géotechnique des digues, et aux facteurs de sécurité adaptés contre les défaillances. Les approches peuvent varier en fonction du niveau de risque associé à une digue (cf. section 9.5 pour de plus amples détails). On trouve des indications détaillées sur les outils d'analyse de défaillance des digues au chapitre 8, tandis que le chapitre 9 aborde la question de la conception des ouvrages.

Il faut tenir compte de la performance des digues tout au long de leur cycle de vie, mais aussi des conditions temporaires pendant leur construction. Cela est particulièrement important dans le cas des digues, car un risque de défaillance des structures en terre, de par la pression élevée de l'eau interstitielle engendrée par le processus de construction, vient s'ajouter au risque d'inondation (cf. section 9.9). L'évaluation des réponses structurelles probables pendant la construction devrait également tenir compte

de différents scénarios possibles, notamment des conditions en-deçà et au-delà du niveau d'eau de la période de retour nominale retenue (cf. encadré 2.8). Compte tenu de ces conditions, il faut appliquer des mesures adaptées de protection de la santé et de la sécurité, aussi bien pour les ouvriers que pour la population, pendant et après la phase de construction (cf. section 10.1.4 pour de plus amples détails).

2.3.2 Objectifs fonctionnels

En plus des objectifs de performance en matière de gestion du risque d'inondation décrits à la section 2.3.1, il faut également tenir compte d'autres objectifs fonctionnels concernant les digues ou les dispositifs de gestion des inondations : (a) la viabilité économique de la zone protégée par une digue, souvent déterminée lors de l'analyse coûts - bénéfices ; (b) la viabilité environnementale de la zone où se situe la digue (ou la zone où elle doit être construite) doit être prise en compte lors de la planification de sa construction, de sa conception ou de sa maintenance ; (c) dans la mesure du possible, il faut sélectionner des options en faveur de la gestion du risque d'inondation et de l'acceptabilité sociale, qui permettent d'améliorer les caractéristiques environnementales du site et de l'ensemble de la zone.

L'objectif est de trouver un équilibre et d'intégrer ces trois domaines (ou piliers) de la durabilité (cf. figure 2.12) dans la solution technique, sans compromettre les normes initiales de conception des digues. Il est essentiel d'impliquer des professionnels de l'environnement et les communautés locales dans les premières phases du processus de conception et de planification, afin d'atteindre les objectifs environnementaux et économiques et de répondre aux besoins de la société.

Encadré 2.8
Mieux comprendre le concept de « probabilité d'occurrence »
(d'après Porter, 2012, et CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

L'utilisation de termes spécifiques aux risques d'inondation (« probabilité qu'un événement survienne une fois en 100 ans », par exemple) peut faire croire aux populations qu'elles ne seront pas exposées à ce type de risque de leur vivant. Il s'agit là d'une erreur de compréhension classique des notions de probabilité et de risque. Un événement ayant la probabilité de survenir une fois en 100 ans (1 :100) a une probabilité, ou une chance de 1 %, de survenir n'importe quelle année. La probabilité de dépassement ou la « probabilité d'occurrence » P_e peut être calculée à l'aide de l'équation suivante (Kamphius, 2000) :

$$P_e = 1 - [1 - (1/T)]^n \tag{2.1}$$

où T correspond à la période de retour d'une crue (une fois sur 100 ans par exemple), et n représente la durée de vie en années (durée de vie théorique d'une digue, ou période de construction). On obtient les probabilités d'occurrences suivantes (en pourcentage) pour les épisodes d'inondation et les durées de vie donnés :

Durée de vie, n années	Période de retour annuelle des inondations T				
	1 sur 10	1 sur 50	1 sur 100	1 sur 200	1 sur 1000
1	10	2	1	<1	<1
2	19	4	2	1	<1
5	41	10	5	3	<1
10	64	18	10	5	1
20	88	33	18	10	2
50	>99	64	39	22	4
100	>99	87	64	39	10

Cela montre que lorsque des individus vivent dans une zone où une inondation peut survenir une fois en 100 ans (inondation causée par des événements ayant une période de retour supérieure à un sur 100 ans), la probabilité qu'ils subissent une inondation en 100 ans est de 64 %.

Si ce raisonnement n'est toujours pas clair, on peut alors replacer les termes dans des contextes plus familiers ou plus faciles à comprendre. Par exemple, si l'on replace la même probabilité dans le contexte d'une durée de vie moyenne de 70 ans, alors un individu a 51 % de chances de subir une inondation de son vivant, soit environ une chance sur deux. On peut employer d'autres périodes de temps plus parlantes, comme la durée moyenne d'un crédit immobilier ou la durée de vie théorique d'un bâtiment.

Replacer ce genre de terminologie dans des contextes réels ne porte pas préjudices à la qualité des informations transmises ; au contraire, cela permet d'expliquer plus clairement aux décideurs et à la population des concepts complexes.

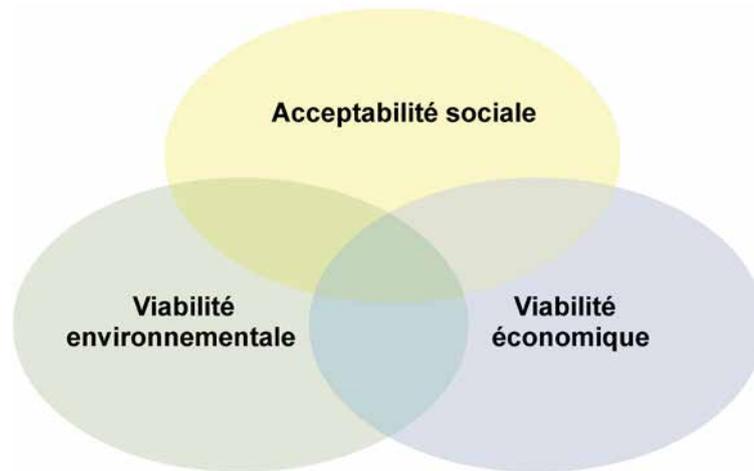


Figure 2.12 La durabilité, en termes de conception, de construction et de maintenance des digues, repose sur l'équilibre entre acceptabilité sociale, viabilité environnementale et viabilité économique

2.3.2.1 Viabilité environnementale

Dans le cadre de l'exploitation et de la gestion des digues, il faut considérer les questions environnementales non pas comme des problèmes, mais comme des clés au problème. L'élaboration de solutions dans le respect de l'environnement, de l'histoire naturelle et de la géomorphologie des cours d'eau et des littoraux, suppose que l'on tienne compte d'un certain nombre d'éléments :

- les possibilités d'amélioration des processus naturels contribuant à la réduction des risques d'inondation, tout en atténuant les incidences négatives sur l'environnement et la géomorphologie ;
- les possibilités pour réduire au minimum l'exploitation des ressources, à savoir :
 - la réutilisation des matériaux sur site (pour éviter les questions de transport liées à l'importation de matériaux), et le traitement des matériaux si nécessaire ;
 - l'utilisation de matériaux moins adaptés pour les sections les moins importantes des digues (pour certaines bermes par exemple) ;
 - l'utilisation de déchets adaptés (pneus mis en balles pour le remplissage et la stabilisation des digues – cf. encadré 9.55) ;
- les possibilités pour apporter des améliorations environnementales, à savoir :
 - la protection des sites environnementaux existants ;
 - les possibilités de création d'habitats à partir des bancs d'emprunt sur site d'où sont extraits les matériaux pour la construction des digues (cf. exemple des digues à Natomas à l'encadré 9.20) ;
- la place des digues dans un contexte environnemental plus large. Elles peuvent former des couloirs linéaires pour relier les habitats entre eux et permettre aux espèces de se déplacer le long des ouvrages ;
- la nécessité de s'adapter aux futurs changements environnementaux.

2.3.2.2 Acceptabilité sociale

Dans le cadre de l'exploitation et de la gestion des digues, il faut prendre en considération les avantages potentiels que représentent les digues pour la société, et les différents usages que l'on peut en faire :

- acceptation des communautés et des politiques, et viabilité future des communautés ;
- réduction des risques auxquels est exposé le patrimoine culturel et architectural situé à proximité des digues ;
- zones aménagées et de loisirs ;
- qualité du paysage et de l'environnement visuel.

2.3.2.3 Viabilité économique

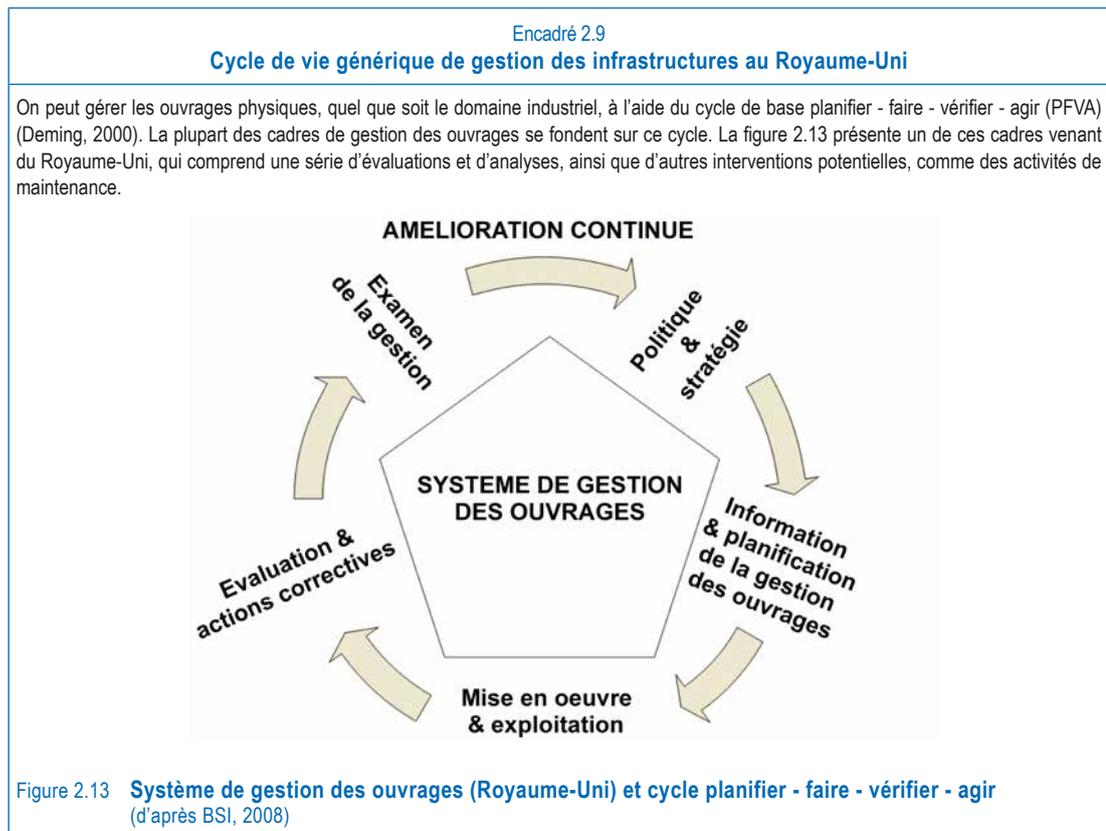
Les projets de digue ont normalement été soumis à des tests de viabilité économique au cours de l'évaluation économique (qui s'étend généralement sur des périodes de 30 à 100 ans), à moins que les décisions relatives à la création et la gestion des digues n'aient déjà été prises à l'échelon de la société (comme aux Pays-Bas). Toutefois, les coûts engendrés représentent souvent un obstacle, et on cherche encore à élaborer des solutions plus avantageuses. Mettre en avant les multiples fonctions potentielles des digues permet parfois d'obtenir des financements supplémentaires de différents partenaires, tout en élaborant un concept multifonctionnel plus performant. Un mécanisme officiel a été mis en place au Royaume-Uni en 2009, pour permettre et promouvoir les financements en partenariat.

2.3.3 Cycle de vie de gestion des digues

Les activités de gestion des digues pendant toute leur durée d'utilisation suivent l'approche générale adoptée pour les autres ouvrages physiques, comme l'illustre l'encadré 2.9. Le cycle générique de gestion des digues, conçu pour être applicable quels que soient les mécanismes nationaux de gouvernance est présenté à la figure 2.14, que vient éclairer le tableau 2.4 qui décrit et explique plus en détails les différentes étapes de ce cycle.

Le schéma représentant le cycle de vie de gestion des digues (cf. figure 2.14) indique clairement que, lorsqu'il s'agit d'une nouvelle digue, le point d'entrée normal dans ce cycle (entrée en haut du schéma) repose sur la définition d'une stratégie et d'objectifs fonctionnels. Dans le cas d'une digue existante, le point d'entrée se fait à partir du cycle opérationnel de routine.

Les gestionnaires peuvent sortir de cette boucle pour envisager de modifier une digue (amélioration, reconstruction, mise hors service), suite à des modifications apportées aux politiques existantes, aux objectifs de gestion, ou suite à tout événement changeant le niveau de réduction des risques d'inondation. Cependant, ces interventions ne font généralement pas partie du cycle de vie habituel de gestion des digues. Quoi qu'il en soit, un épisode grave d'inondation entraînant des dommages, ou une évaluation indiquant qu'une digue ne fonctionne plus comme elle le devrait, peuvent enclencher la boucle interne de gestion des urgences.



Cycles de vie des digues

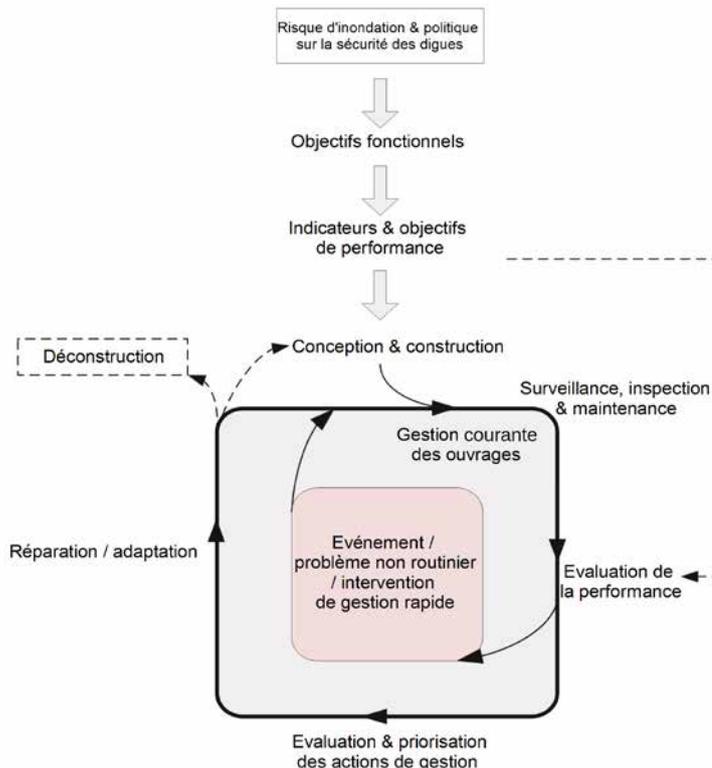


Figure 2.14 Cycle de vie de gestion d'une digue ou d'un système de protection contre les inondations

Tableau 2.4 Principes et principaux enjeux liés au cycle de vie de gestion des digues

Phase du cycle de vie	Principes et enjeux
Politique de lutte contre les risques d'inondation et stratégie de gestion de la sûreté des digues	Il est utile d'établir une politique et une stratégie de gestion du risque d'inondation, un plan de mise en œuvre, ainsi que des procédures opérationnelles. Cela présente des avantages d'un point de vue organisationnel : une stratégie et une politique de gestion constituent un fondement pour les processus, les outils et les mesures de performance, et permettent de mettre en place une approche optimale, grâce à un processus d'amélioration continue, pour gérer les ouvrages et notamment les digues. Une telle stratégie doit être fondée sur les faits et placée sous la houlette de la branche exécutive de l'autorité compétente, concernant les bassins versants ou les unités côtières, et sa mise en application doit pouvoir être contrôlée.
Objectifs fonctionnels	Une digue a pour fonction première de réduire les risques d'inondation dans une zone jusqu'à un niveau d'eau seuil, ou de limiter le degré ou l'ampleur d'une inondation. Il est important d'identifier en premier lieu les objectifs et rôle(s) fonctionnels d'une digue avant sa phase de conception. Une ou plusieurs fonctions secondaires doivent souvent être prises en compte, comme par exemple, les aspects esthétiques, les impacts environnementaux et les fonctions récréatives (cf. le chapitre 3 pour de plus amples informations sur les objectifs fonctionnels).
Indicateurs et objectifs de performance	Avant de définir et d'évaluer le niveau de performance d'une digue, il est nécessaire de comprendre la nature et le type de charges que cette digue devra supporter, ainsi que le niveau de réduction de risque pour lequel elle devrait être conçue. Il existe différentes méthodes pour déterminer les critères de conception, établir les règles de l'art et la cote de sûreté, et contrôler les performances (cf. chapitre 9 pour des informations complémentaires sur les objectifs de performance, et le chapitre 5 pour en savoir plus sur les indicateurs de performance).
Conception	Les fonctions souhaitées/prévues de la digue doivent être clairement définies. La forme appropriée de la digue dépendra de celles-ci et des caractéristiques du site. La phase de conception doit tenir compte des activités de maintenance pendant toute la durée du cycle de vie de la digue, et le concepteur doit prendre en compte tous les composants associés et interreliés d'un système de protection contre les inondations (cf. chapitre 7 pour plus d'informations sur la caractérisation du site et chapitres 8 et 9 sur la conception).

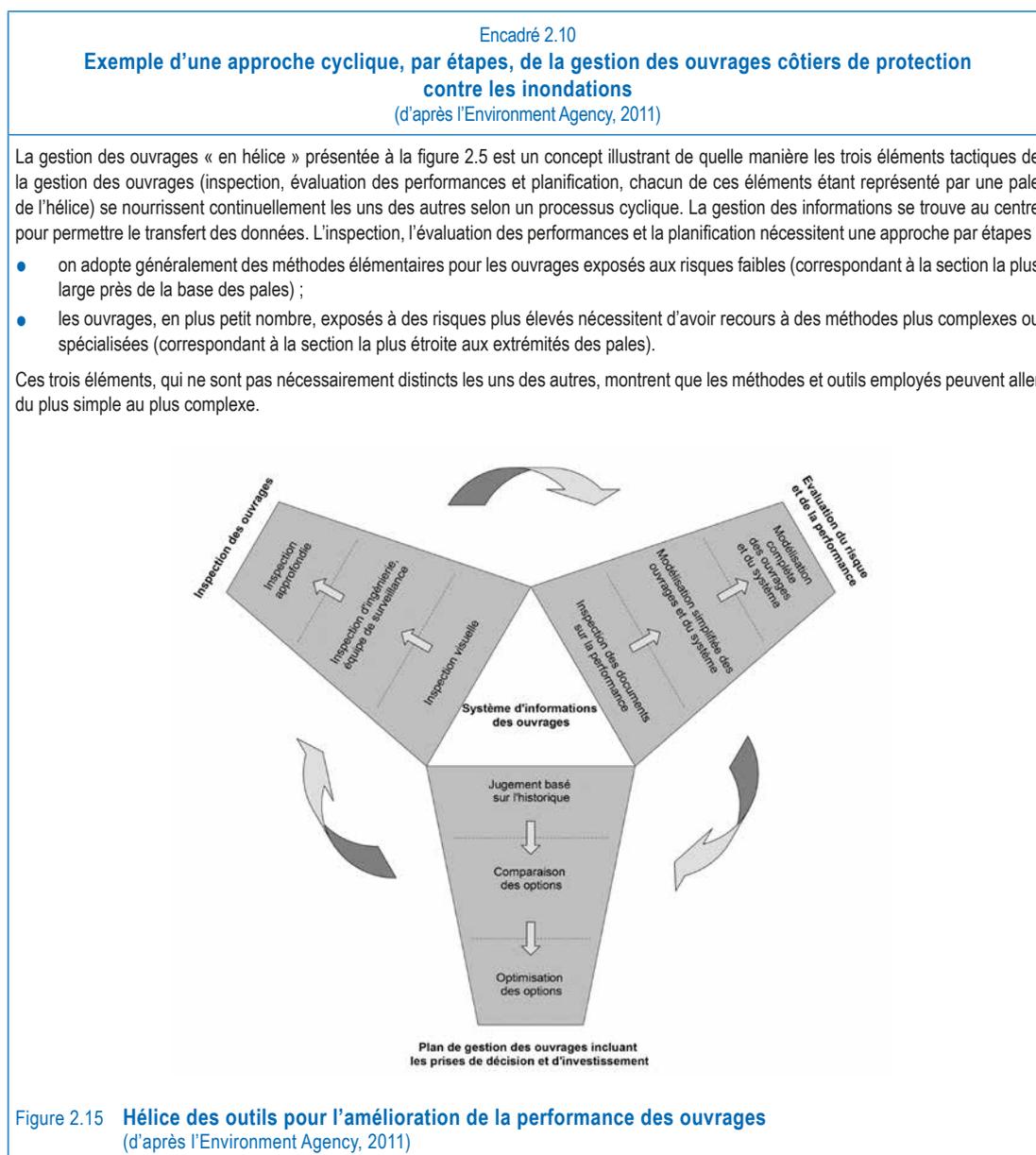
Phase du cycle de vie	Principes et enjeux	
Construction	Les digues doivent être construites en conformité avec les plans et les règles de l'art. La construction doit avoir pour objectifs de réduire au minimum les incidences sur l'environnement et sur la population, d'optimiser les fonds et ressources, et de pallier d'éventuelles lacunes (cf. chapitre 10 pour en savoir plus sur la construction des digues).	
Cycle d'exploitation habituel	Une fois achevée la phase de construction, les activités de gestion des digues suivent le cycle opérationnel de routines suivant :	
	Suivi, inspection et maintenance	Il est important de baser les activités de suivi sur l'enregistrement systématique des informations afin de dégager des tendances en matière de variabilité des données relatives aux digues, et d'identifier précocement des éventuels problèmes, comme par exemple le tassement des crêtes. Une inspection peut être menée de façon plus ou moins poussée, mais elle repose généralement sur l'utilisation d'indicateurs relatifs à l'état structurel des digues et aux changements notables, telle l'augmentation de la percolation. Ce processus doit comprendre une évaluation des caractéristiques des digues, et les résultats obtenus doivent ensuite être comparés aux normes et aux lignes directrices en vigueur. Les activités de maintenance doivent permettre de prolonger la durée de vie des digues et améliorer leurs performances (cf. chapitre 4 pour de plus amples informations sur la maintenance, chapitre 5 pour en savoir plus sur les inspections, et chapitre 7 pour toute information sur les techniques et instruments de suivi).
	Évaluation des performances	L'évaluation des performances peut être un processus qualitatif et/ou quantitatif permettant d'obtenir des informations sur l'état, l'intégrité structurelle ou le niveau de performance d'une digue pour : <ul style="list-style-type: none"> • confirmer que les performances de la digue sont conformes aux exigences • servir de base à la planification des futures intervention. Cf. chapitre 5 pour de plus amples informations à ce sujet.
	Évaluation et classement par ordre de priorité des options de gestion	Une fois identifiées les actions et interventions nécessaires, il faut évaluer et classer par ordre de priorité les options de gestion pertinentes. Il existe plusieurs méthodes pour évaluer, d'une part, le bien-fondé et la pertinence de ces options, et d'autre part, leur degré de priorité (cf. chapitres 5 et 9).
Cycle d'exploitation habituel	Réparation/ adaptation	Des réparations ou des modifications sont à effectuer sur une digue lorsque des éléments ou des composants se sont détériorés ou sont endommagés. Il est parfois nécessaire de réaliser des travaux d'adaptation pour d'autres raisons, par exemple pour installer ou améliorer l'accès aux véhicules (cf. chapitre 4 pour toutes informations sur les réparations, et chapitre 9 pour de plus amples détails sur la conception d'options d'adaptation).
Incident ou événement	Un épisode d'inondation ou tout autre incident (tel un acte de vandalisme) peuvent générer des préoccupations en matière de sécurité concernant l'intégrité d'une digue. Un cycle interne de gestion peut alors démarrer entraînant d'éventuelles interventions de gestion d'urgence (réparations, modifications ou restauration par exemple). Le processus décisionnel visant à sélectionner telles ou telles options dépend parfois des objectifs stratégiques et de gestion (cf. chapitre 6 pour en savoir plus sur la gestion d'urgence).	
Déclassement	Il faut tenir compte des conséquences engendrées par la cessation des activités opérationnelles ; d'où l'importance de choisir l'approche et les mesures adaptées pour déclasser une digue, afin d'atténuer les conséquences identifiables. Les procédures et compétences nécessaires au déclassement d'une digue peuvent différer entre infrastructures publiques ou privées.	

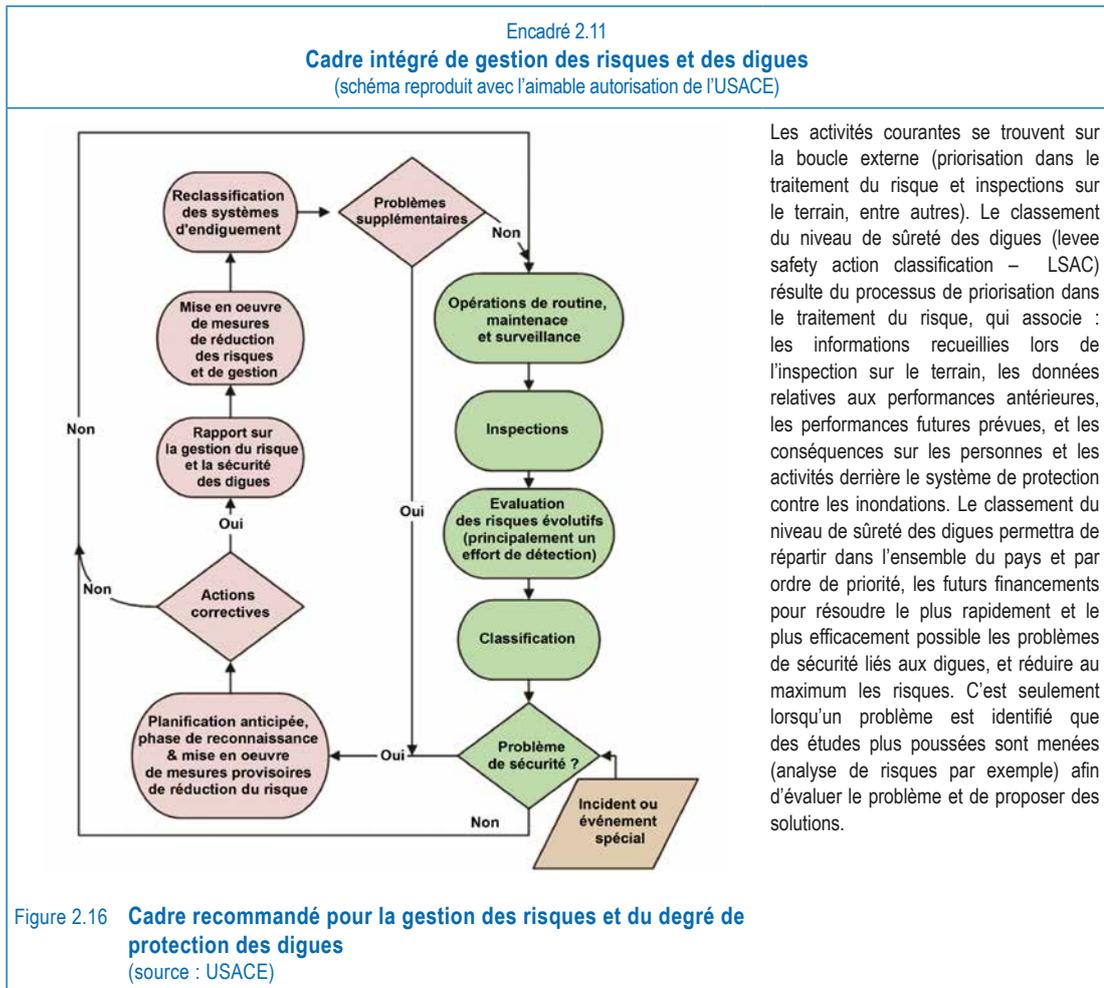
2.3.3.1 Approches relatives à la gestion des digues

Le cycle de gestion des digues peut être mis en œuvre selon différentes approches, qui partagent toutefois certains points communs. On trouve à l'encadré 2.10 l'exemple d'une approche par étapes, fondée sur les risques, qui a été adoptée au Royaume-Uni. Cette approche comprend un processus de priorisation dans le traitement du risque qui indique, pour une digue donnée, quel niveau d'étude et d'analyse doit être employé pour appuyer les actions et les décisions ultérieures en matière de gestion. Par exemple, les inspections peuvent reposer sur de simples vérifications visuelles comme sur des études géotechniques poussées. Les méthodes analytiques sont également variées et peuvent reposer sur de simples règles de base comme sur des modélisations complexes. Pour savoir quelle approche adopter, le mieux est d'opter pour des méthodes simples – dans la mesure du possible –, et de n'employer des méthodes plus complexes ou précises que lorsque cela s'avère indispensable.

L'encadré 2.11 montre que l'approche par étapes et l'évaluation des risques font partie intégrante des activités et des différents aspects de la gestion du cycle de vie des digues de l'USACE (cf. figure 2.16), et qu'une des caractéristiques essentielles du cycle de vie des digues repose l'amélioration continue (cf. figure 2.14). L'exemple de l'USACE illustre comment les inspections périodiques peuvent initier des évaluations de performance et/ou des risques (cf. section 5.3). Ces évaluations orientent ensuite la planification de la gestion des digues qui, associée à la stratégie organisationnelle, permet de définir le meilleur programme de maintenance et d'exploitation courante (cf. section 4.1.2). Le cycle recommence à l'inspection suivante. En pratique, lorsqu'il est évident que l'on doit apporter des améliorations aux digues, il est possible d'emprunter des raccourcis et de mettre en œuvre des interventions sans inspection préalable.

L'exemple britannique (cf. encadré 2.10) met en avant le rôle central que joue la gestion des informations lors de ces phases (cf. section 5.6), car des données sur les digues sont produites et exploitées à chaque étape.





2.3.4 Gestion de la performance et des défaillances des digues

2.3.4.1 Base de connaissances relative à la performance des digues

Il est fondamental de connaître les propriétés intrinsèques structurelles et géotechniques d'une digue existante pour en mesurer correctement les performances et le degré de fiabilité. Généralement des structures construites par l'homme, les digues sont de qualité variable : il peut aussi bien s'agir de structures non conçues par des ingénieurs, composées de déblais de dragage placés sur des fondations précaires, comme de remblais conçus par des professionnels, et construits conformément aux règles de l'art sur des fondations adaptées et préparées. Plusieurs digues plus anciennes ont progressivement été surélevées et élargies au fil des ans, du fait de l'urbanisation accrue des zones rurales situées derrière elles. Le chapitre 3 aborde plus en détails l'évolution des digues au fil du temps.

Certaines digues ont pour fonction de maîtriser l'eau (en mouvement et statique) sur de longues périodes. D'autres n'ont de contact avec l'eau que lors d'épisodes de crues importants ; auquel cas elles doivent maintenir leur intégrité quels que soient les niveaux d'eau (notamment lorsqu'elles restent sèches sur de longues périodes).

Les connaissances disponibles sur une digue donnée, quant à son intégrité structurelle et ses fondations, peuvent être extrêmement variées et doivent être complétées par des études approfondies (cf. chapitre 7). Les informations pertinentes concernent :

- l'historique de la construction ;
- la géologie et la géomorphologie ;
- les données d'exploration et de forage du sol ;

- les propriétés mécaniques du remblai et les caractéristiques des fondations ;
- les registres de maintenance et d'exploitation ;
- la fréquence des inondations et autres charges ;
- l'historique des réparations ;
- les performances antérieures.

Ces données peuvent être recueillies selon différentes méthodes :

- inspection et l'évaluation de l'état des digues ;
- suivi de routine ou scientifique ;
- registres des activités de maintenance et des défaillances structurelles antérieures.

Détérioration des digues

L'état des digues évolue dans le temps. Comme indiqué à l'encadré 2.4, différents mécanismes physiques, chimiques et biologiques sont à l'œuvre dans la détérioration des digues et de leurs composants. D'où la baisse de leur capacité à résister aux mises en charge tandis qu'augmentent les risques d'inondation dans les zones endiguées (cf. chapitres 3 et 5). L'état de détérioration d'une digue est lié à plusieurs facteurs (cf. chapitre 7), comme par exemple :

- *les modifications des régimes des précipitations*, qui peuvent avoir une incidence sur la végétation et la terre du remblai :
 - le dessèchement de l'herbe tandis que la terre perd de son humidité ;
 - le craquellement et la contraction des sols sous l'effet du dessèchement de l'argile plastique (cf. section 9.12) ;
- *l'élévation du niveau de la mer*, qui joue sur le niveau de la nappe phréatique et aussi sur les propriétés de résistance des sous-sols à proximité des côtes et dans les estuaires ;
- *l'historique des charges* (exercées par les vagues et les courants, par exemple) ;
- *l'impact des activités humaines, des animaux et de la végétation*, à savoir :
 - l'empiétement illégal ou non réglementé susceptible de modifier la géométrie de la structure, d'endommager (voire supprimer) la couche de couverture ou la crête, ou encore de pénétrer au cœur de la digue ou dans toute autre zone sensible de l'ouvrage ; empiétement dû à des actes de vandalisme, à l'installation non autorisée de canalisations ou de câbles, ou à des activités de construction à proximité ;
 - l'utilisation inappropriée (voie d'accès aux véhicules non prévue à cet effet) ;
 - le pâturage non contrôlé et les animaux fouisseurs ;
 - les mauvaises pratiques de gestion de la végétation ligneuse ;
 - (on trouve au chapitre 4 davantage d'informations sur ce type d'incidences ainsi que sur les mesures potentielles d'atténuation) ;
- *l'affaissement* dû aux activités minières ou aux prélèvements d'eau qui peuvent entraîner des tassements différentiels à l'origine de fissures et de déplacements en masse dans la digue.

2.3.4.2 Évaluations et analyses de la performance et de la fiabilité des digues

Comme l'indique le schéma sur le cycle de vie de gestion des digues (cf. figure 2.14), il est nécessaire que les gestionnaires d'ouvrages effectuent des analyses périodiques afin de vérifier que l'ensemble du système de digues est toujours conforme aux exigences fonctionnelles et de performance. D'autres facteurs peuvent entraîner ces évaluations et analyses (cf. chapitre 5) :

- des exigences prévues par la législation nationale imposant la fréquence des évaluations et des analyses ;
- des résultats peu fiables/incertains obtenus lors de précédentes évaluations ;
- la défaillance d'une digue nécessitant qu'un diagnostic de défaillance et des évaluations poussées soient effectués ;
- l'apparition de méthodes et de techniques d'analyse et de modélisation plus performantes permettant d'obtenir de meilleurs résultats.

Les connaissances de base dont il a été question précédemment, ainsi que les analyses de performance et de fiabilité de l'ouvrage permettant de déterminer ses probabilités de défaillance, sont nécessaires pour mener à bien une évaluation. La question des défaillances et des modes de défaillance est abordée plus en détails à la section 3.5.

Défaillance de la performance hydraulique (non structurelle)

On parle de défaillance hydraulique (non structurelle) en cas d'écoulement excessif, de débordement ou de franchissement d'une digue causés par un niveau d'eau supérieur à celui pour lequel elle avait été conçue initialement (cf. section 3.5.1 pour des explications plus détaillées à ce sujet). Les évaluations doivent prendre en compte les caractéristiques hydrauliques et hydrologiques du bassin versant ou de la zone côtière, et déterminer dans quelle mesure ces caractéristiques ont une incidence sur les niveaux d'eau ou sur les vagues et peuvent ainsi entraîner un débordement ou un franchissement. On trouve à la section 7.3 des outils utiles à l'évaluation des caractéristiques hydrologiques et hydrauliques, et la section 8.2 présente des outils correspondants pour évaluer les réactions hydrauliques (débordement et franchissement).

Techniques d'analyse des défaillances structurelles

L'analyse de la probabilité des défaillances hydrauliques et géotechniques des digues représente un des éléments clés de l'évaluation des risques d'inondation. Il faut toujours commencer par identifier et évaluer les mécanismes potentiels de défaillance qui peuvent se mettre en place sur un tronçon de digue.

Une fois ces mécanismes identifiés, il existe plusieurs approches pour lesquelles on peut opter, en fonction des objectifs de l'analyse et du niveau d'effort consenti :

- les méthodes indicielles ;
- les méthodes déterministes relativement simples ;
- les méthodes semi-probabilistes basées sur des scénarios de défaillance ;
- les méthodes entièrement probabilistes employant la simulation de Monte-Carlo ou reposant sur des arbres de défaillances élaborés avec des experts.

Les méthodes indicielles emploient des échelles (comme l'échelle de Likert par exemple) pour noter certains aspects relatifs à la performance des digues (urgence, vulnérabilité, nombre de personnes exposées à un risque donné). En termes de gestion du cycle de vie des digues, le classement ou la note attribuée aux systèmes de digues oriente les décisions relatives à la hiérarchisation des travaux d'entretien/de remise en état et de réhabilitation.

Les méthodes déterministes se fondent sur le calcul des défaillances en fonction de sollicitations théoriques (hauteurs des vagues, niveaux d'eau ou débit, par exemple). Les méthodes déterministes permettent en général de calculer un facteur de sécurité global pour une configuration donnée de charge et de résistance. Le principal problème est qu'il est difficile de rendre compte des écarts en termes de réactions structurelles par rapport à des charges données, et que ce type de méthode ne tient pas compte des différentes incertitudes.

Les méthodes semi- (ou quasi-) probabilistes reposent sur le principe que les paramètres utilisés ne sont pas connus avec certitude. Des facteurs partiels de sécurité sont attribués à chacun des paramètres de charge et de résistance pour rendre compte de leur valeur incertaine.

Les approches entièrement probabilistes visent à déterminer la probabilité de défaillance d'une digue en fonction d'une condition de charge donnée. On peut employer des évaluations de fiabilité qui prennent en compte le concept de fragilité. Les résultats sont exprimés à l'aide d'une courbe de fragilité qui établit un lien entre une charge donnée et la probabilité conditionnelle de défaillance par rapport à cette charge (cf. figure 2.17). Associée à des descripteurs de détérioration, la courbe de fragilité permet de décrire les performances d'une digue sur la durée. Il est possible d'appliquer une approche entièrement probabiliste à l'analyse de fiabilité, qui constitue une alternative à l'approche de probabilité conditionnelle : toutes les incertitudes relatives aux charges et à la résistance sont représentées pour un profil en travers type représentatif de chaque tronçon de digue.

Analyse globale des défaillances structurelles

Avant de mettre en application l'une de ces méthodes pour les probabilités de brèche, il est important de comprendre *comment* des mécanismes connus se combinent pour entraîner la défaillance d'une digue. Il existe plusieurs méthodes, comme l'analyse par arbre de défaillances ou par arbre d'événements, permettant de combiner ces mécanismes (cf. section 5.3 pour de plus amples détails).

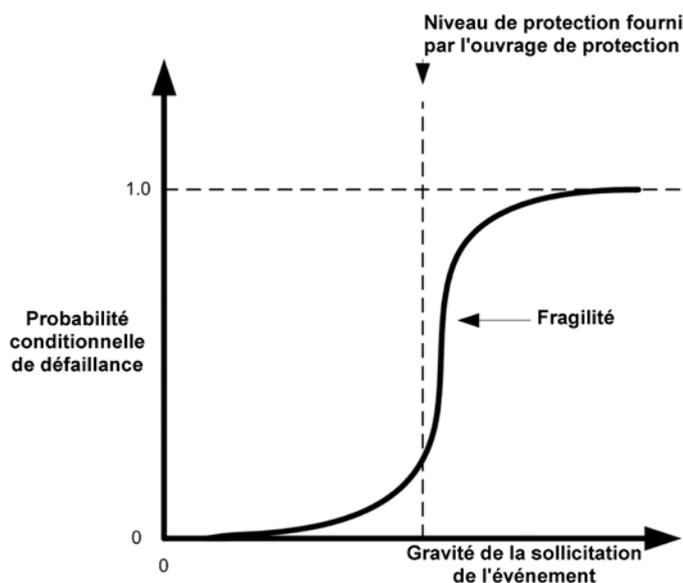


Figure 2.17 Exemple de courbe de fragilité
(d'après Bramley *et al.*, 2009)

Il faut également savoir que les effets de longueur au sein d'un système de protection contre les inondations peuvent avoir une incidence sur la probabilité de défaillance attribuée à un tronçon individuel de digue. Les effets de longueur sont liés à la dépendance (ou l'indépendance) spatiale, entre deux tronçons de digues, des charges exercées (attaque de vagues) ou de la résistance des tronçons de digue (paramètres géotechniques). Les effets de longueur dépendent également de la longueur totale du système de protection contre les inondations. Dans le cas d'analyses probabilistes, les incidences sur la probabilité de défaillance du système sur un nombre important de tronçons de digue (effets de longueur) peuvent être déterminées, soit en présumant que les actions et les réactions d'un tronçon à l'autre sont indépendantes les unes des autres, soit en expliquant les corrélations entre les paramètres de charge et de résistance *via* un facteur de probabilité.

2.3.4.3 Mesures pour réduire la probabilité de défaillance des digues

Une fois rassemblées toutes les informations relatives à la performance des digues et aux analyses de fiabilité, les gestionnaires sont à même de passer en revue les différentes actions correctives pour entretenir et/ou améliorer les ouvrages. Une étude complète de la gestion doit tenir compte du « tableau d'ensemble » en menant une analyse de risques, afin de déterminer le niveau de risques résiduels en fonction du niveau de sûreté et des interventions prévues. Ce type d'étude devra également prendre en compte :

- la fréquence des futures inspections ;
- les mesures supplémentaires de réduction des risques ;
- le classement par ordre de priorité et l'optimisation des investissements.

À l'échelon des digues individuelles, certaines mesures spécifiques peuvent directement réduire les probabilités de défaillance (et donc les risques d'inondation), à savoir :

- la réduction ou l'augmentation du niveau d'eau des lits de rivière à certains endroits (que cela modifie ou non le niveau d'eau dans une autre zone). On peut, par exemple, baisser les niveaux d'eau par des opérations de dragage ou d'enlèvement des débris et de limon ;

- l'enlèvement ou le dépôt de sédiments sur ou autour d'une plage, ou tous travaux effectués dans le but d'améliorer les littoraux ;
- l'installation de protections contre l'affouillement pour atténuer l'érosion due aux vagues et aux courants ;
- l'installation de mesures de protection de surface, de déversoirs locaux et de barrages (en béton, en pierre ou végétaux) pour contrôler les débordements et empêcher l'érosion des talus côté terre des digues ;
- l'installation de structures de drainage (puits de décompression) pour recueillir et contrôler la percolation ;
- l'aplanissement du profil des digues et l'ajout de bermes pour contrôler certaines formes de défaillances possibles. L'aplanissement des talus permet de :
 - diminuer la vitesse des débordements sur les talus côté terre des digues et ainsi réduire les risques d'érosion en surface ;
 - réduire la percolation et l'érosion interne en diminuant les gradients hydrauliques internes ;
 - accroître la stabilité de la digue contre l'instabilité de la masse ;
- la planification, la construction, la maintenance, la modification ou la suppression de structures associées (épis par exemple).

Certaines de ces mesures concernent davantage la gestion des rivières et des littoraux. Le présent guide n'aborde pas en détails les questions relatives à l'évaluation et à la conception de ces mesures, bien que la section 3.4 traite brièvement de ce sujet. Le chapitre 9 traite plus spécifiquement des questions relatives au corps et aux fondations des digues.

L'évaluation et la conception de mesures visant à réduire les défaillances des digues reposent sur des exigences spécifiques en matière d'analyse. Les analyses hydrologiques et hydrauliques sont principalement réalisées lors des premières phases du processus de conception pour déterminer la faisabilité des différentes mesures. Il faut également prendre en compte les aspects géotechniques lors des phases préliminaires, bien que des analyses géotechniques plus spécifiques soient menées lors des phases plus avancées de la conception. Quoi qu'il en soit, le degré d'analyse dépend de la complexité du système et de la phase d'étude (cf. section 7.1).

2.4 RÔLES ET RESPONSABILITÉS EN MATIÈRE DE GESTION DES DIGUES

2.4.1 Participants à la gestion des digues

Plusieurs participants ou « acteurs » (aussi bien des individus que des organisations) impliqués dans la gestion des digues et des risques d'inondation doivent interagir entre eux et se transmettre des informations, afin de remplir leur rôle et assumer leurs responsabilités avec efficacité et efficience.

2.4.1.1 « Acteurs » internes et externes

La figure 2.18 présente deux principaux groupes d'acteurs (ou de parties prenantes). Les acteurs internes sont généralement des professionnels spécialisés dans les domaines suivants :

- politique de réduction des risques d'inondation ;
- application de la réglementation ;
- gestion des systèmes de protection contre les inondations ;
- conception et construction des digues.

La collaboration entre les différents acteurs est relativement étroite et ils ont tous des responsabilités les uns envers les autres.

Les acteurs externes, qui sont en interface avec les acteurs internes (et qui les entourent à la figure 2.18), peuvent être intéressés de façon spécifique, temporaire ou périodique par la gestion des digues et des risques d'inondation, et ce pour différentes raisons. On peut identifier des liens particuliers entre certains

groupes d'acteurs internes et externes. Par exemple, les urbanistes travaillent souvent en étroite collaboration avec les autorités compétentes lorsqu'ils demandent des permis de construire dans les zones exposées aux risques d'inondation. La plupart des groupes d'acteurs externes ne communiquent pas entre eux (ou avec les acteurs internes) de façon continue sur la gestion du risque d'inondation. Ils peuvent cependant être intéressés par les informations fournies par les acteurs internes ou les exploiter.

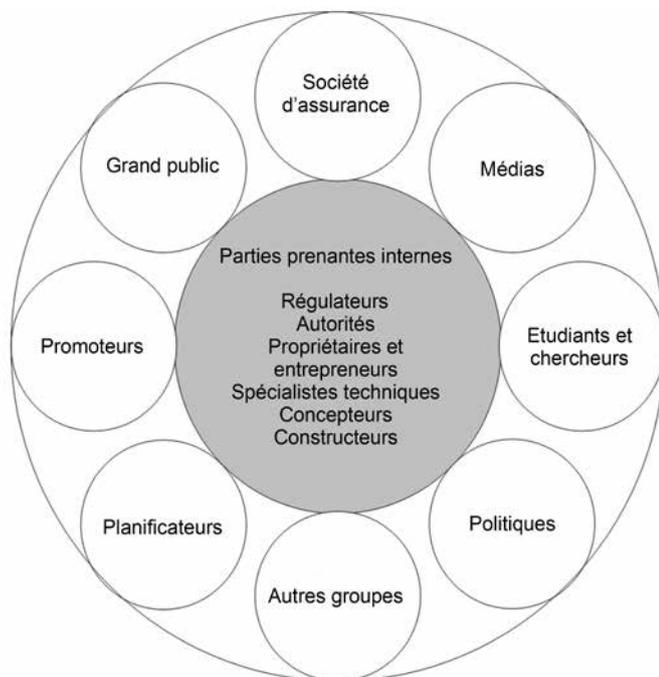


Figure 2.18 Parties prenantes internes et externes

La figure 2.19 présente sous un autre angle les acteurs impliqués dans la gestion du risque d'inondation et des digues. Ces acteurs sont répartis en trois catégories :

- les personnes chargées de la réduction des risques et de la mise en œuvre effective des mesures de gestion ;
- les personnes pour qui les décisions prises auront une incidence ;
- les parties intéressées.

Ces catégories ne sont pas nécessairement distinctes les unes des autres et peuvent parfois se chevaucher. Ces interactions rendent les liens existants entre les participants d'autant plus complexes.

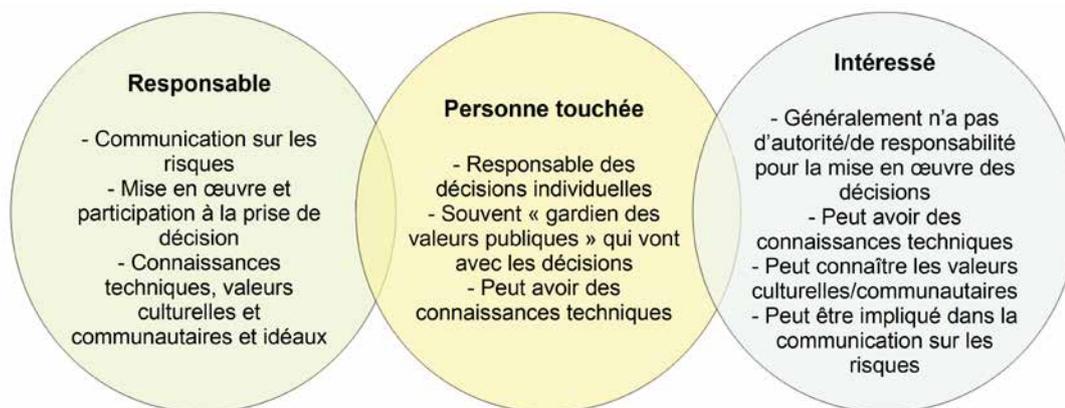


Figure 2.19 Catégories générales de parties prenantes

On peut également classer les acteurs en fonction de leur niveau d'engagement (cf. figure 2.20) dans la gestion du risque d'inondation en général, ou dans la gestion des digues en particulier.

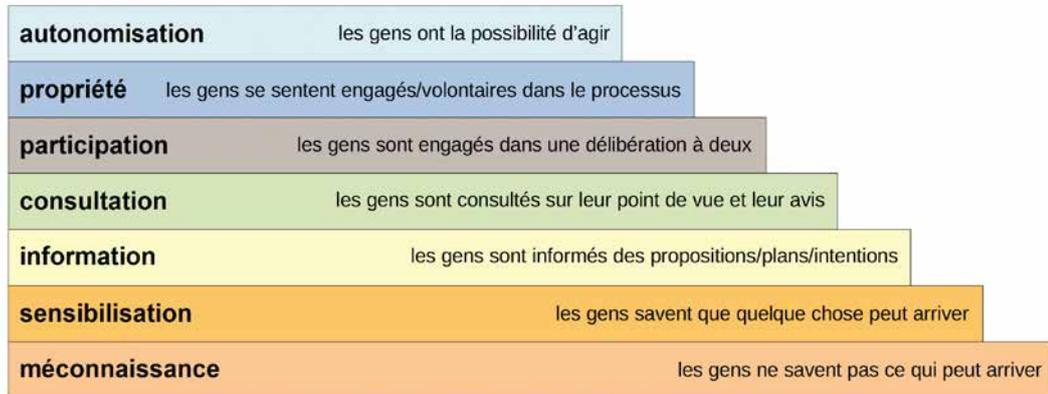


Figure 2.20 **Niveaux d'engagement des parties prenantes**
(extrait de FLOODsite, 2009, d'après Arnstein, 1969)

2.4.1.2 Dispositions institutionnelles

Selon les situations, les acteurs participent officiellement à la communication et/ou à la gestion du risque d'inondation et des digues. La gestion des grands fleuves est généralement confiée à une autorité spécifique, mais ces responsabilités ne comprennent pas forcément la gestion du risque d'inondation dans les plaines inondables (ces autorités ne sont parfois pas responsables de la gestion des digues). Dans les pays ayant d'importantes zones inondables, des institutions spécifiques ont été spécialement formées pour gérer l'eau et les problèmes liés à l'eau, et transmettre des informations à ce sujet. Dans les pays où il existe peu de zones inondables, ces zones sont placées sous la responsabilité des institutions chargées de la gestion générale de l'environnement, pour qui il ne s'agit que d'une tâche supplémentaire parmi d'autres.

Dans la majorité des pays, les tâches sont partagées entre les institutions responsables de la gestion de l'eau (notamment de la réduction des risques d'inondation) et celles responsables de l'aménagement de l'espace, ce qui nécessite une *coopération horizontale* entre ces institutions. Les tâches sont souvent partagées entre les autorités nationales, régionales et locales, ce qui nécessite une *coopération verticale*, surtout lorsque les coûts peuvent être transférés d'une autorité à l'autre.

Gestionnaires de l'eau et Urbanistes sont généralement chargés de la gestion préventive des risques d'inondation. Cependant, lors d'épisodes d'inondation, ce sont le plus souvent d'autres acteurs qui savent quoi faire et comment prendre en charge la situation, à savoir : les planificateurs des mesures d'urgence, la police, les pompiers et les services médicaux d'urgence. Ces différents acteurs doivent collaborer *sur la durée*, car ils ne savent pas toujours comment une crue va évoluer.

Comme les mesures de gestion du risque d'inondation et les instruments stratégiques ont une incidence sur les propriétaires, bailleurs de fonds et autres parties prenantes, il faut solliciter à un moment ou à un autre la participation des autorités et de différents organismes privés, semi-publics et publics. Cela demande encore une fois que les différentes parties déploient des efforts concertés et que les responsabilités et les dispositions en matière de prise de décisions soient clairement définies.

2.4.1.3 Partenariats et participation de la population

De manière générale, il est plus facile d'obtenir des résultats lorsqu'on travaille en équipe plutôt que seul. Au cours des dernières décennies, on a vu se former de plus en plus de partenariats et on a pu noter une participation accrue de la population à la gestion du risque d'inondation dans de nombreux pays, du fait de la construction de digues supplémentaires et de l'aménagement des plaines inondables.

En impliquant davantage la population dans le processus de gestion des risques, les prises de décision peuvent alors se faire en concertation. Les investissements réalisés pour réduire les inondations et les risques côtiers peuvent présenter un certain nombre d'avantages, comme le développement du tourisme et des infrastructures, ainsi que les travaux de rénovation.

2.4.2 Communiquer : pourquoi et comment ?

Différents facteurs expliquent les raisons pour lesquelles des informations sont communiquées et la façon dont elles sont transmises :

- les rôles et les responsabilités des individus ;
- le degré de dépendance et de capacité ;
- la responsabilité civile et des personnes morales ;
- les procédures et processus de fonctionnement ;
- le degré d'intégration de la gestion ;
- les modes de communication d'un point de vue historique et culturel.

Les modes de communication peuvent être complexes et évoluer avec le temps, ce qui nécessite de modifier le niveau, le mode et le degré de communication. Il faut toutefois que les informations soient communiquées, d'une manière ou d'une autre et d'un individu ou d'un groupe d'individus à un autre, tout au long des activités et des événements présentés dans le schéma du cycle de vie de gestion des digues à la figure 2.14. Ces informations peuvent être communiquées de différentes manières : mesures politiques, comptes rendus, alertes, débats, conseils ou orientations, ou communiqués relatifs à un événement ou à une initiative.

Les rapports entre les différents acteurs internes (ou directs) participant à la gestion des digues et des risques d'inondation s'organisent selon une hiérarchie de gouvernance (cf. figure 2.21). À la base de cette hiérarchie se trouvent : (a) les lois et les politiques en vigueur dans des domaines variés ; (b) les mesures disciplinaires relatives à la gestion des digues mises en vigueur par les autorités responsables ou les organismes de réglementation compétents ; (c) les directives que donnent les autorités aux gestionnaires et aux propriétaires de digues, ainsi qu'aux entrepreneurs ; (d) les gestionnaires de digues chargent ensuite des concepteurs, des entrepreneurs et des conseillers de mettre en œuvre des projets et de veiller à ce qu'ils soient conformes aux lois et aux mesures politiques en vigueur.

Dans cette hiérarchie de gouvernance, la communication n'est pas entièrement à sens unique, surtout lorsque les différentes parties concernées doivent clarifier ou se mettre d'accord entre elles sur certains aspects qui devront être traités par d'autres acteurs situés plus bas dans la hiérarchie.

2.4.2.1 Communiquer sur les risques

Il est important de communiquer de façon efficace les informations relatives aux risques et aux risques résiduels d'inondation aux communautés qui pourraient être touchées, indirectement ou non, par un épisode d'inondation. Transmettre des informations sur la nature des risques joue un rôle important ; c'est même un élément central de tout plan de gestion du risque d'inondation lié aux digues. Bien que la communication des risques n'ait pas d'incidence directe sur les performances physiques d'un système de digues, elle fait partie intégrante des opérations d'urgence et participe à l'efficacité des opérations d'évacuation. Les communautés doivent avoir accès à des informations précises et à des explications claires sur la situation et les alertes relatives à des événements potentiels.

Au lieu de communiquer sur les risques une fois que les décisions ont été prises, il faudrait le faire lors des processus d'évaluation et de gestion (Moser *et al.*, 2007), de façon à veiller à ce que les décideurs, les autres parties prenantes et les parties concernées comprennent bien l'enjeu du processus d'évaluation des risques.

Adoption d'un vocabulaire adapté au public

On communique fréquemment sur les risques à l'aide de différents paramètres probabilistes de performance et de risques (cf. section 5.2), qui sont aussi utiles pour les prises de décision en matière de gestion des risques. Cependant, employer une terminologie des risques propre aux spécialistes, pour transmettre des informations sur les niveaux de risques d'inondation que peuvent présenter des structures de protection, peut être problématique. L'emploi de termes relatifs aux risques d'inondation, comme « un événement pouvant se produire une fois en 100 ans » peut souvent faire croire aux populations – à tort – qu'elles ne seront pas exposées de leur vivant aux risques d'inondation. Les notions de probabilité et de risque sont souvent mal comprises (cf. encadré 2.8).

Il est difficile de communiquer sur les risques de façon efficace, et il est fréquemment nécessaire d'employer une variété de médias pour atteindre différents groupes. Les publics ciblés peuvent avoir des systèmes de valeurs et des niveaux de compréhension différents. Un message peut donc être interprété de multiples façons en fonction de divers facteurs sociaux. Il faut ainsi définir clairement les objectifs de communication dans le but d'impliquer pleinement les parties prenantes à tous les niveaux du processus de gestion des risques.

En règle générale, les messages doivent rester simples et clairs. Il est possible que le grand public, les décideurs et les autorités locales n'aient ni le temps, ni l'envie de comprendre le sens des probabilités et des statistiques, et qu'ils soient absorbés par d'autres préoccupations de la vie quotidienne. Le message le plus important à transmettre est qu'« il existe toujours un risque d'inondation », quand bien même certaines mesures ont été mises en œuvre pour réduire ce risque, comme la construction de digues.

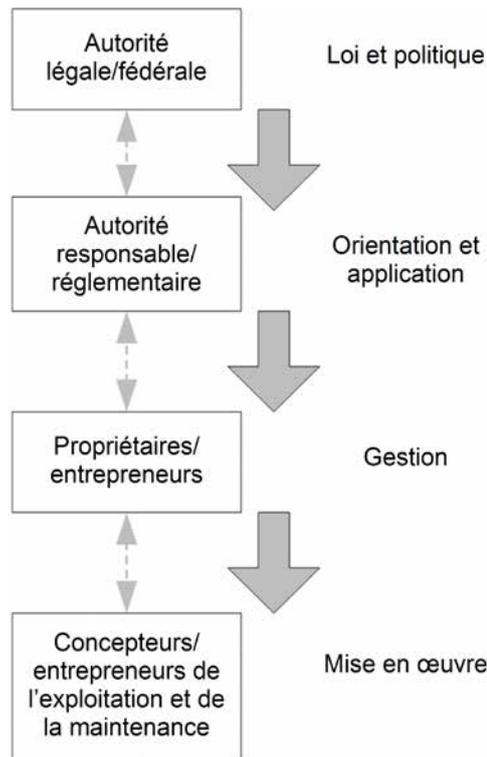


Figure 2.21 **Modèle type de gouvernance des digues**

2.4.2.2 Planification de la communication

On sait que l'élaboration d'un plan de communication sur le niveau de protection des digues permet de veiller à ce que le bon message soit transmis aux bonnes personnes. Un plan de communication permet à l'organisation responsable de diffuser les informations en collaboration avec le propriétaire de la digue (bailleur de fonds de la digue, l'administration locale, etc.). Dans la mesure du possible, il faut :

- utiliser les méthodes et les médias adaptés pour transmettre les informations dans des termes non techniques ;
- reconnaître le caractère incertain de certaines informations et les identifier comme telles dans les communiqués ;
- proposer des initiatives, des paroles et des messages cohérents qui répondent aux préoccupations et aux valeurs des autres ;
- anticiper les interrogations de la population et élaborer des réponses.

La population comprend souvent une situation à risque de façon binaire, à savoir : « Suis-je oui ou non en sécurité ? ». Seul chaque individu peut répondre à cette question. Toutefois, les organisations responsables devraient préparer et transmettre des informations permettant à chacun d'évaluer sa situation.

Communication lors d'un épisode d'inondation

Il est essentiel que la communication se fasse de façon efficace et efficiente lors d'épisodes d'inondation, afin de prévenir les pertes de vies humaines et les dégâts matériels. Les gestionnaires et propriétaires des digues devraient participer à ce processus. Les méthodes de communication et les dispositions prévues pour la gestion des urgences causées par les crues doivent être planifiées et testées minutieusement. On trouve au chapitre 6 des informations complémentaires sur la planification des urgences et la communication, notamment en ce qui concerne les digues.

2.4.2.3 Les formes de communication

Les formes de communication employées reflètent la nature, les intentions et les activités variées des acteurs. On compte parmi les moyens de communication possibles :

- les réunions publiques et les forums ;
- les conférences et les séminaires ;
- les livres ;
- les cartes ;
- les rapports de projet et les rapports techniques ;
- les rapports de suivi et d'échantillonnage ;
- les dessins industriels et de conception ;
- les journaux ;
- les sites web (médias sociaux) ;
- la diffusion au grand public (télévision, radio, diffusion sur Internet et par SMS) ;
- les avis publics et les panneaux d'information ;
- les brochures et les prospectus.

La communication change de nature selon des objectifs visés. Le but est parfois d'informer des groupes ou des individus spécifiques au sujet de certains aboutissements (informer les gestionnaires des systèmes de digues des résultats d'une analyse de risques, par exemple). Dans d'autres cas, le but sera de rendre les informations accessibles au grand public, et on peut utiliser à ces fins des outils appropriés comme des cartes de zonage des inondations ou des fiches d'information (cf. encadré 2.12).

On peut également transmettre des informations générales aux visiteurs et aux passants par l'intermédiaire de panneaux d'information ou d'avis (cf. encadré 2.13).

L'accès et l'utilisation d'autres types d'informations peuvent être rigoureusement contrôlés par les propriétaires des données. Par exemple, les rapports d'inspection ou de suivi peuvent être conservés et communiqués uniquement aux parties prenantes et aux acteurs internes qui ont besoin d'y accéder.

Encadré 2.12
Exemple de fiche d'information sur l'atténuation des inondations
 (Defra, 2012)

Information sur les risques d'inondation et d'érosion côtière
Comprendre votre risque et vous préparer à l'inondation

Mai 2012

Cette fiche a été préparée pour vous aider à comprendre en quoi vous êtes concernés par le risque d'inondation et d'érosion côtière. Elle fournit aussi quelques conseils sur ce que vous pouvez faire si vous constatez que votre maison ou votre activité est située dans une zone à risque.

Une inondation peut arriver n'importe où à n'importe quel moment. Une inondation peut être causée par une variété de facteurs tels que la remontée des nappes, le débordement des réseaux de drainage, le ruissellement pluvial, ou le débordement des rivières et les submersions marines. Même si vous habitez loin d'une rivière ou de la mer, il y a encore un risque que vous soyez touchés par une inondation.

Sources d'information sur les risques d'inondation ou d'érosion côtière :

- **Cartes d'inondation et de submersion marine** : l'Environment Agency (EA) élabore des cartes servant à définir le risque d'inondation par les rivières ou la mer. Elles sont consultables sur les pages Internet de l'EA « *What's in your backyard ?* » ou auprès de votre EA.

On trouve à la section 5.6 de plus amples informations sur la gestion des données.

Encadré 2.13
Exemple de panneau d'information destiné au grand public en Suisse

En plus d'avertir la population sur des alertes éventuelles, les panneaux d'information peuvent être utiles et jouer un rôle informatif auprès des visiteurs et des utilisateurs concernant les problèmes actuels, ou sur les modifications apportées aux digues, par exemple, comme les travaux de réparation ou de rénovation.



The sign is titled "Entretien des berges du Rhône dans le Chablais valaisain" and "MESURES EXTRAORDINAIRES". It explains that several communes in the Chablais valaisain have noticed signs of animal burrows in the dikes of the Rhône. It highlights the danger that animal burrows pose to the stability of the dikes. The sign lists several measures being taken: creating a flow of water to prevent erosion, measuring and reinforcing the dikes, and removing animal burrows. It also shows diagrams of the dikes and the burrows, and photos of the work being done. The sign is in French and is intended for the general public.

Figure 2.22 Panneau d'information destiné au grand public sur les problèmes engendrés par les animaux fousseurs au niveau d'une digue en Suisse

2.5 RÉFÉRENCES

- ARNSTEIN, S R (1969) "A ladder of citizen participation" *Journal of the American Institute of Planning*, vol 35, 4, Taylor & Francis, USA, pp 216–224.
www.planning.org/pas/memo/2007/mar/pdf/JAPA35No4.pdf
- BOWLES, D S, PARSONS, A M, ANDERSON L R and GLOVER, T F (1999) "Portfolio risk assessment of SA Water's large dams" *ANCOLD Bulletin*, vol 112, pp 27–39.
<http://uwrl.usu.edu/people/faculty/DSB/ANCOLDF.PDF>
- BRAMLEY, M, GOULDBY, B, HURFORD, A, FLIKWEERT, J, ROCA COLLELL, M, SAYERS, P, SIMM, J and WALLIS, M (2009) PAMS (*Performance-based Asset Management System*) – *phase 2 outcome summary report project*, Environment Agency, Project : SC040018/R1, Bristol, UK (ISBN : 978-1-84911-163-8)
- CIRIA, CUR, Cerema (2007) *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering* (2nd edition), C683,
- CLG (2012) *National Planning Policy Framework, Department for Communities and Local Government*, UK (ISBN : 978-1-4098-3413-7).
www.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/6077/2116950.pdf
- DEFRA (2012) *Flood and coastal erosion risk information : understanding your risk and preparing for flooding*, Department of the Environment, Food and Rural Affairs, London.
<http://archive.defra.gov.uk/environment/flooding/documents/interim2/fcer-info-factsheet.pdf>
- DEMING, W E (1994) *The new economics for industry, government, education, second edition*, MIT Press, USA (ISBN : 978-0-26254-116-9)
- DORNSTAUDER, A C (2011) *Coastal storm damage risk management and resilience*, US Army Corps of Engineers, Washington DC, USA.
www.asbpa.org/conferences/11virtsum/CorpsTrip/110303Dornstauter_2.pdf
- ENVIRONMENT AGENCY (2011) *Asset performance tools*, Report SC090038, Environment Agency, Bristol, UK
- EVANS, E P, SIMM, J D, THORNE, C R, AMELL, N W, ASHLEY, R M, HESS, T M, LANE, S N, MORRIS, J, NICHOLLS, R J, PENNING-ROUSELL, E C, REYNARD, N S, SAUL, A J, TAPSELL, S M, WATKINSON, A R and WHEATER, H S (2008) *An update of the Foresight Future Flooding 2004 qualitative risk analysis. An independent review by Sir Michael Pitt*, Cabinet Office, London, UK
- FEMA (2011) "Mapping of areas protected by levee systems", Title 44, Chapter 1, Section 65.10 of the *Code of Federal Regulations*, or 44 CFR § 65.10, Federal Emergency Management Agency, USA
- FLOODsite (2009) *Flood risk assessment and flood risk management. An introduction and guidance based on experiences and findings of FLOODsite (an EU-funded Integrated Project)*, Deltares, Delft, the Netherlands (ISBN : 978-908140-671-0).
www.floodsite.net
- KAMPHUIS, W J (2000) "Introduction to coastal engineering and management", Volume 16, *Advanced Series on Ocean Engineering*, World Scientific Publishing Company, Singapore (ISBN : 978-9-81023-830-8)
- KOLEN, B, MAASKANT, B and HOSS, F (2010) "Multiple layer safety : without a norm no chance" (in Dutch) *Ruimtelijke Veiligheid*, vol 1, 2, pp 18–25.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

MCBAIN, W, WILKES, D J and RETTER, M (2010) *Flood resilience and resistance for critical infrastructure*, C688, CIRIA, London (ISBN : 978-086017-688-6).
www.ciria.org

MORRIS, M, DYER, M and SMITH, P (2007) *Management of flood embankments– good practice review*, R&D Technical Report FD2411/TR1, PB No. 12171, Department for the Environment, Food and Rural Affairs,

MOSER, D, BRIDGES, T, CONE, S, HAIMES, Y, HARPER, B K, SHABMAN, L and YOE, C (2007) *The White Paper : Transforming the corps into a risk managing organization*, US Army Corps of Engineers, Washington DC, USA.
<http://tinyurl.com/c4bwf9s>

PORTER, D N (2012) "Past failures and design lessons". In : *Flood risk – planning, design and management of flood defence infrastructure*, P Sayers (ed), ICE, London (ISBN : 978-0-72774-156-1)

SAYERS, P B, GOULDBY, B, SIMM, J D, MEADOWCROFT, I and HALL, J (2003) *Risk, performance and uncertainty in flood and coastal defence– a review*, R&D Technical Report FD2302/TR1, SR587, Department for the Environment, Food and Rural Affairs, London

TAW (2004) *Directive on safety assessment of primary flood defences* (in Dutch), Road and Hydraulic Engineering Institute of the Directorate General of Public Works and Water Management (RWS-DWW), Delft

USACE (1995) *Hydrologic engineering requirements for flood damage reduction studies*, EM 1110-2-1419, US Army Corps of Engineers, Washington DC, USA.
<http://tinyurl.com/mce3d4s>

Textes de loi

Lois

Loi fédérale sur la protection contre les inondations de 2005 (*Federal Flood Protection Act 2005*)

Loi sur la protection contre les inondations de 1973 (*Flood Disaster Protection Act 1973*)

Loi sur la réforme de l'assurance contre les inondations de 2004 (*Flood Insurance Reform Act 2004*)

Loi nationale sur l'assurance contre les inondations de 1968 (*National Flood Insurance Act 1968*)

Loi nationale sur la réforme de l'assurance contre les inondations de 1994 (*National Flood Insurance Reform Act 1994*)

Loi sur la protection contre les inondations aux Pays-Bas de 1996 (*Wet op de waterkeing 1996*)

Loi sur le développement des ressources en eau aux États-Unis (*Water Resources Development Act (2000) (USA)*) : <http://tinyurl.com/mak4osk>

Directives

Commission européenne (2007) Directive 2007/60/CE du Parlement européen et du Conseil du 23 octobre 2007 relative à l'évaluation et la gestion du risque d'inondation

Normes

Royaume-Uni

BSI (2008) Publically Available Specification (PAS) 55-1 :2008 *Asset management. Specification for the optimized management of physical assets*, British Standards Institute, UK (ISBN : 0-580-42765-X)

Allemagne

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E V (1997) DIN 19712 *Flood protection works on rivers* (German National Standard), Beuth Verlag, Berlin

DWA-M 507-1 (2011) *Deiche an fließgewässern – Teil 1 : Planung, Bau und Betrieb*, DWA, Germany (ISBN : 978-3-94189-776-2)

Normes internationales

ISO (2009a) ISO/IEC Guide 73 *Management du risque – Vocabulaire – Lignes directrices pour l'utilisation dans les normes*, Organisation internationale de normalisation, Genève, Suisse

ISO (2009b) ISO 31000 *Management du risque – Principes et lignes directrices*, Organisation internationale de normalisation, Genève, Suisse

3 Fonctions, formes et défaillances des digues



source : B Landreau

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

3 Fonctions, formes et défaillances des digues

3.1	Fonctions des digues	58
3.1.1	Les digues dans le système global de défense contre les inondations	58
3.1.1.1	Les digues en retrait le long des rivières	60
3.1.1.2	Les digues de fermeture des systèmes de protection	61
3.1.1.3	La rétention des inondations	62
3.1.1.4	Les systèmes côtiers de défense contre les inondations	65
3.1.1.5	Les lignes secondaires de défense	65
3.1.2	Le rôle multifonctionnel des digues	66
3.1.2.1	Accès et transport	66
3.1.2.2	Loisirs	70
3.1.2.3	Agriculture	72
3.1.2.4	Améliorations écologiques et environnementales	73
3.1.3	Les digues dans leur environnement	77
3.1.3.1	Charge et environnement hydrauliques fluviaux, côtiers et estuariens	77
3.1.3.2	Morphologie des rivières, côtes et estuaires	79
3.1.3.3	La végétation fluviale et marine	82
3.1.3.4	Effets du changement climatique sur les digues	86
3.1.4	L'évolution de la fonction d'une digue au cours du temps	87
3.1.4.1	Les changements dans un système de défense contre les inondations au cours du temps	87
3.1.4.2	Changement de l'usage des propriétés adjacentes et des conditions environnantes	89
3.1.4.3	Coordination des fonctions des digues au cours du temps	91
3.2	Formes et fonctions des composants des digues	92
3.2.1	La définition des composants des digues	92
3.2.1.1	Du système de défense contre les inondations aux composants des digues	92
3.2.1.2	Les fonctions des composants de digue	93
3.2.2	Les principaux composants des digues	95
3.2.2.1	Sols de fondation	95
3.2.2.2	Remblais	96
3.2.2.3	Noyaux et masques imperméables	97
3.2.2.4	La crête	99
3.2.2.5	Les revêtements	100
3.2.2.6	Les risbermes	102
3.2.2.7	Les couches filtres	103
3.2.2.8	Le drainage et les systèmes de collecte des suintements	104
3.2.2.9	Les tranchées et puits de décharge	105
3.2.2.10	Les clefs et barrières d'étanchéité	107
3.2.2.11	Les murs	108
3.2.3	Association et fonctions des composants	109
3.3	Formes des digues	110
3.3.1	Les digues en remblais	111
3.3.1.1	Les digues homogènes	111
3.3.1.2	Les digues zonées	115

3.3.2	Les digues composites	117
3.3.2.1	Les digues incorporant des superstructures	117
3.3.2.2	Les digues incorporant des structures côté eau	120
3.3.2.3	Les digues incorporant des structures	122
3.3.2.4	Les digues incorporant des structures alternatives	123
3.3.3	Les digues historiques	125
3.4	Structures associées aux digues	129
3.4.1	Structures contribuant à la défense contre les inondations	130
3.4.1.1	Déversoirs et lits de dérivation en crue	131
3.4.1.2	Murs anti-inondations	135
3.4.1.3	Dunes	138
3.4.1.4	Portes et structures de fermeture	139
3.4.1.5	Conduites d'évacuation	142
3.4.1.6	Puits à portes coulissantes/pivotantes, portes-à-marées, clapets antiretours	146
3.4.1.7	Barrières antitempête – Portes à flots	149
3.4.1.8	Murs de front de mer, parois et revêtements	150
3.4.1.9	Plages	153
3.4.1.10	Jetées et brises-lames détachés	154
3.4.1.11	Épis	156
3.4.1.12	Évents/Soupapes à air/siphons disjoncteurs	159
3.4.1.13	Dégrilleurs/écrans	160
3.4.1.14	Station de pompage	161
3.4.2	Les structures empiétant sur les digues	163
3.4.2.1	Les structures pénétrantes	163
3.4.2.2	Bâtiments	168
3.4.3	Zones de transition	169
3.4.3.1	Transitions avec d'autres structures	170
3.5	Comprendre la défaillance des digues	174
3.5.1	Définir la défaillance d'une digue	174
3.5.1.1	Qu'est-ce qu'une défaillance de digue ?	174
3.5.1.2	Comprendre le processus de défaillance	180
3.5.2	Principaux processus de détériorations, de dommages et de brèches	183
3.5.2.1	L'érosion externe	183
3.5.2.2	L'érosion interne	185
3.5.2.3	L'instabilité	189
3.5.2.4	Quelques statistiques sur les mécanismes de défaillance des digues	193
3.6	Références	195
3.7	Pour aller plus loin	196

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

3 Fonctions, formes et défaillances des digues

Le chapitre 3 introduit aux formes et aux fonctions des digues et apporte des éléments de compréhension de leurs mécanismes de défaillance. L'explication de ces concepts sera utile à tous les utilisateurs à la fois pour l'évaluation et pour la conception de ces ouvrages.

Principaux apports des autres chapitres :

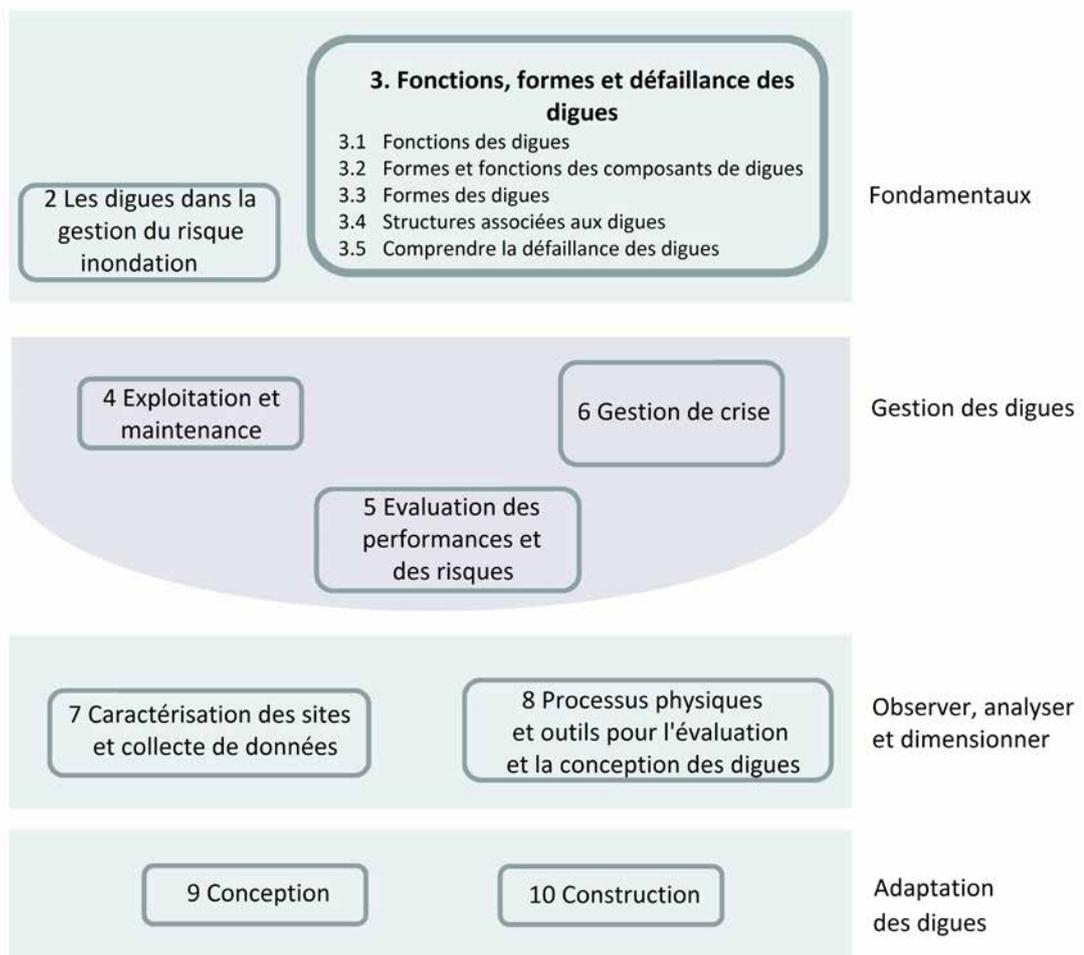
- Chapitre 2 ⇒ **le contexte de la gestion du risque inondation**

Principaux apports aux autres chapitres :

- **Formes, fonctions et mécanismes de défaillance** ⇒ Chapitres 4 à 10.

Note : le lecteur peut parcourir régulièrement les chapitres 2 et 3 au travers du cycle de vie d'une digue afin de se remémorer les questions essentielles.

Le diagramme de navigation ci-dessous montre où trouver des éléments d'information dans le chapitre et comment ils sont reliés aux autres chapitres. Son usage en combinaison avec le sommaire permet de naviguer aisément dans le manuel.



CONTENU DU CHAPITRE ET UTILISATEURS CIBLES

Ce chapitre est divisé en cinq sections, apportant un aperçu des fonctions des digues, de la forme et des fonctions de leurs composants, des formes des digues, des structures associées aux digues et de leurs défaillances. Ce chapitre se concentre principalement sur les structures en terre fluviales, estuariennes et côtières ; sont également traités les structures en sable et les canaux en remblai. Ne sont pas discutées en détail dans ce manuel les structures de défense contre les inondations que sont les murs de protection contre les inondations et les murs chasse-mer, les barrages, les épis, les jetées et les dépôts de dragages.

Fonctions des digues dans un système de défense contre les inondations

La section 3.1 introduit, définit et décrit les fonctions des digues dans le contexte général d'un système de protection contre les inondations. Les conditions topographiques et les considérations environnementales susceptibles d'affecter une digue sont détaillées dans cette section. Le rôle multifonctionnel des digues et la nécessaire coordination des fonctions sont traités en lien avec l'évolution de la digue.

Principaux composants d'une digue, leurs formes et leurs fonctions

La section 3.2 présente les différents composants qui peuvent être inclus dans la structure d'une digue. Elle définit chaque composant et explique sa fonction dans la digue en soulignant les questions techniques spécifiques.

Variations dans le type et la forme des digues

La section 3.3 présente différents types et formes de digues en illustrant chacun d'eux par des schémas reflétant leurs composants structurels et leurs sections transversales types. Les points faibles communs des systèmes de digues sont identifiés et des cas historiques présentés.

Structures complémentaires additionnelles aux digues pour la défense contre les inondations

La section 3.4 présente les structures qui sont associées aux digues. Chacune est définie et décrite en lien avec ses fonctions ou effets pour le système de protection contre les inondations. Des schémas et illustrations typiques de différentes structures sont présentés. Distinction est faite entre les structures qui sont liées et spécifiquement conçues pour la défense contre les inondations et celles qui ne le sont pas. L'importance des zones de transition avec les structures naturelles ou anthropiques au sein de la ligne de défense est traitée.

Défaillances des digues

La section 3.5 traite des modes de défaillance des digues, en distinguant brèches, dommages et détérioration. Performance des digues, détérioration et défaillances sont définies en décrivant les principaux mécanismes en jeu. Les scénarios de défaillance, impliquant la combinaison de mécanismes élémentaires, et leurs cinétiques, sont décrits au travers d'exemples de diagrammes. Différentes perspectives sur les défaillances des digues sont également présentées.

3.1 FONCTIONS DES DIGUES

3.1.1 Les digues dans le système global de défense contre les inondations

Les digues sont souvent le principal composant d'un système de défense contre les inondations, bien que celui-ci puisse également inclure des structures anthropiques ou naturelles, complémentaires les unes des autres, afin de réduire le risque d'inondation pour une aire désignée (cf. figure 3.1). Les systèmes de défense contre les inondations doivent être conçus avec des caractéristiques appropriées aux spécificités du site, qu'il soit fluvial, estuarien ou côtier. En complément des digues, ils peuvent inclure des éléments anthropiques tels que des déversoirs, des murs anti-inondations, des écluses, des mesures de contrôle des écoulements en fondation, des stations de pompage et des barrages ; ainsi que des éléments naturels tels que des dunes, des falaises, des marais et des zones humides. Le recours à ces éléments complémentaires vise à réduire les potentialités de pertes humaines, de pertes économiques et de dommages environnementaux.

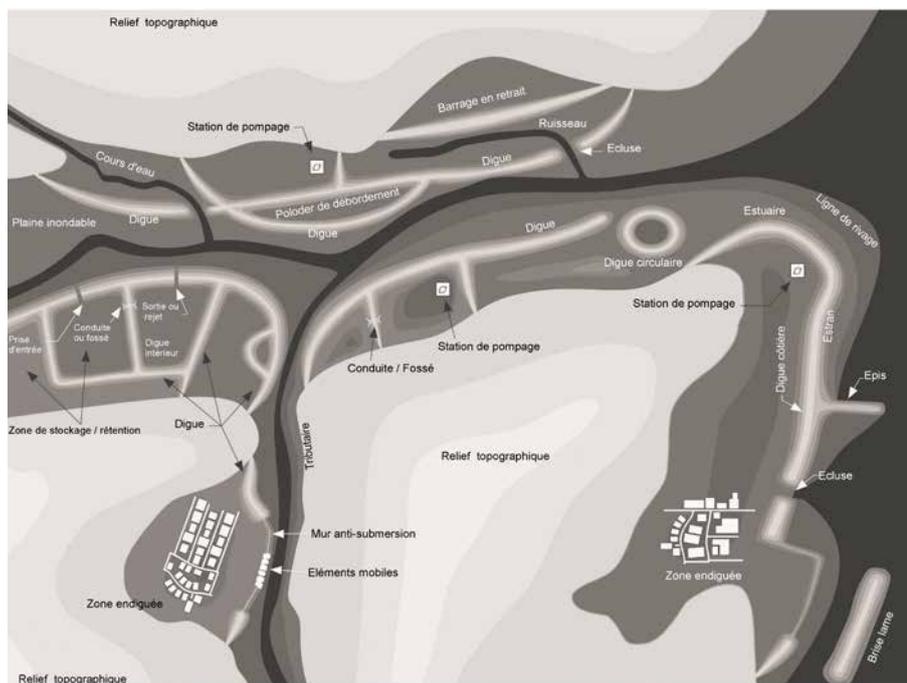


Figure 3.1 Les digues dans le système global de défense contre les inondations
(source : Reinhard Pohl)

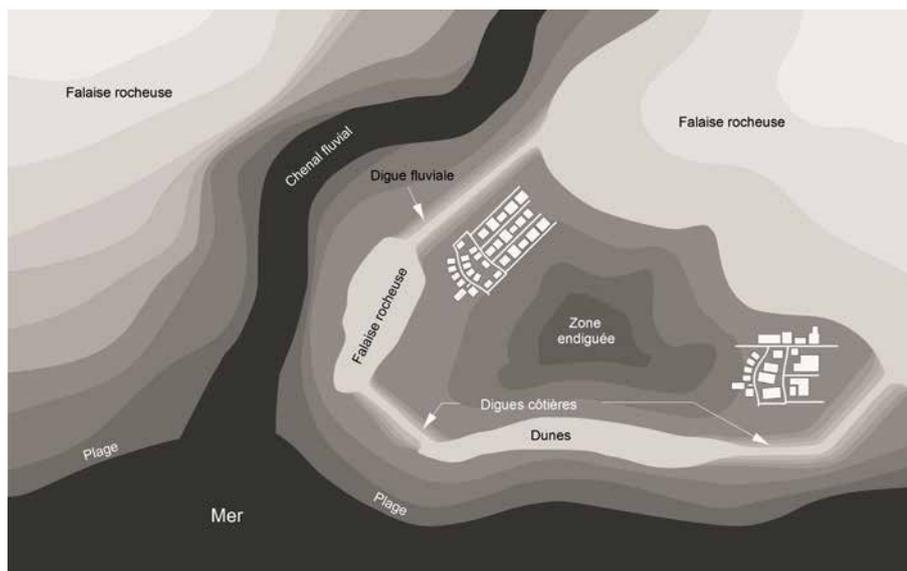


Figure 3.2 Exemple de système de défense incluant des structures fluviales, côtières et naturelles (adapté de R. Tourment)

Les digues ont trois fonctions hydrauliques primaires :

- **retenir**, soit réduire le risque d'inondation d'une zone, en retenant temporairement et en maintenant l'eau hors de la zone endiguée, jusqu'à un niveau d'eau défini, afin d'éviter des inondations dans cette zone ;
- **canaliser** les eaux d'inondation vers l'aval ou dans une zone non endiguée afin d'éviter l'inondation de la zone endiguée ;
- **libérer ou déverser de manière contrôlée**, c'est-à-dire permettre une libération d'eau contrôlée dans un lieu donné afin de minimiser l'inondation en aval.

Chaque digue peut assurer une ou toutes ces fonctions. Il existe toutefois une exception à cette liste : les canaux, pour lesquels la fonction vise à maintenir l'eau à l'intérieur du canal dans les limites des terres immédiatement adjacentes.

Un système de défense est conçu pour réduire le risque d'inondation dans la zone endiguée. La hauteur des digues est typiquement définie par un niveau d'eau anticipé, souvent basé sur des tendances historiques (cf. section 7.3.3). Un système de défense forme un endiguement au travers d'un ensemble complexe composé de plusieurs éléments de contrôle des inondations. Il s'appuie généralement sur des structures naturelles afin d'assurer la fermeture complète de la zone endiguée (cf. figure 3.2).

Dans un environnement fluvial, la première ou principale ligne de défense est habituellement parallèle au flux d'inondation. L'objectif du système de défense est de canaliser l'eau vers l'aval de la rivière et de réduire le risque d'inondation des zones adjacentes. Des digues peuvent être construites le long des deux rives, avec l'un des ouvrages implanté en retrait du lit mineur de la rivière afin d'incorporer une partie de la plaine alluviale (cf. figures 3.3 et 3.4). Auquel cas et dans des conditions de crue, l'eau va s'écouler à la fois dans le lit mineur et sur la section de la plaine alluviale comprise entre les deux ouvrages. La zone comprise entre la digue et le lit mineur (plaine alluviale) n'est pas protégée et est sujette à un niveau d'eau supérieur à une situation sans ouvrages, lors de conditions de crue. Ce scénario apporte ainsi des capacités de stockage d'eau supplémentaires en conditions de haut niveau d'eau. En conditions normales, hors crue, une utilisation secondaire de la zone peut être permise pour des activités agricoles, de loisirs ou pour toutes autres activités autorisées.

1

2

3

4

5

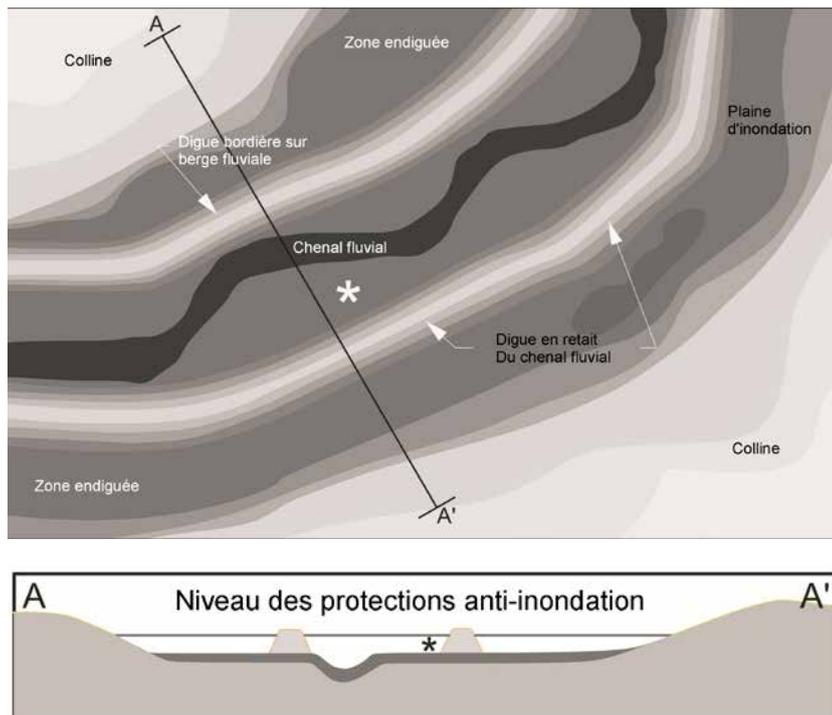
6

7

8

9

10



*Territoire non protégé utilisé comme zone de stockage des eaux de crues et pour l'agriculture et les loisirs en conditions normales de non inondation.

Figure 3.3 **Digues de rivière canalisée**
(adapté par Y. Deniaud)

Dans les environnements côtiers, les défenses sont habituellement perpendiculaires au flux d'eau entrant provenant de la mer. L'objectif des défenses est de réduire le risque de passage et de déversement en conditions de mer agitée et de limiter le franchissement des vagues. Bien qu'il ne soit pas possible de canaliser l'inondation par la mer, l'eau peut potentiellement être stockée dans des zones spécifiquement dédiées, lorsqu'un espace suffisant est disponible entre la mer et la zone endiguée.

3.1.1.1 Les digues en retrait le long des rivières

Les digues positionnées en retrait du chenal principal du lit mineur de la rivière (et non pas le long des berges du lit mineur tel que présenté sur la figure 3.4) sont appelées digues en retrait. Lorsqu'une digue en retrait est construite, son existence peut provoquer une surélévation de la surface de l'eau, une augmentation de la longueur de *fetch* et une hausse du niveau de *run-up* des vagues, par rapport à une situation sans digue. Cependant, l'élévation de la surface de l'eau est plus faible que celle induite par une digue positionnée au niveau de la berge. Les digues en retrait peuvent promouvoir la restauration des plaines alluviales car leur position affecte directement la proportion et la répartition des habitats aquatiques et ripariens (Konrad *et al.*, 2008).

Afin de contrôler l'inondation dans la plaine alluviale ou dans les zones soumises aux franchissements d'une digue située à proximité immédiate du lit mineur de la rivière, une digue de retrait peut être construite. Les défenses précédentes, situées à proximité de la rivière, peuvent être laissées en place, mais elles ne servent plus comme première défense contre les inondations.

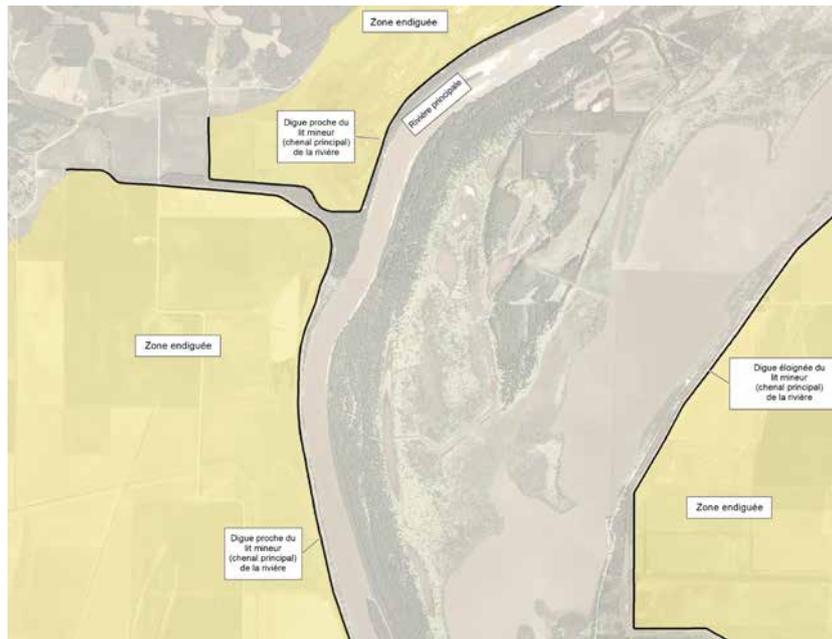


Figure 3.4 **Digues de retrait**
(adapté par Y. Deniaud)

3.1.1.2 Les digues de fermeture des systèmes de protection

Pour fermer la protection d'une aire spécifique, une digue circulaire peut être construite autour d'une zone sélectionnée (cf. figures 3.5 et 3.6). Les digues peuvent également s'appuyer sur des collines ou des caractéristiques topographiques existantes qui atteignent des élévations supérieures et ne sont pas soumises à l'érosion (cf. figure 3.7).

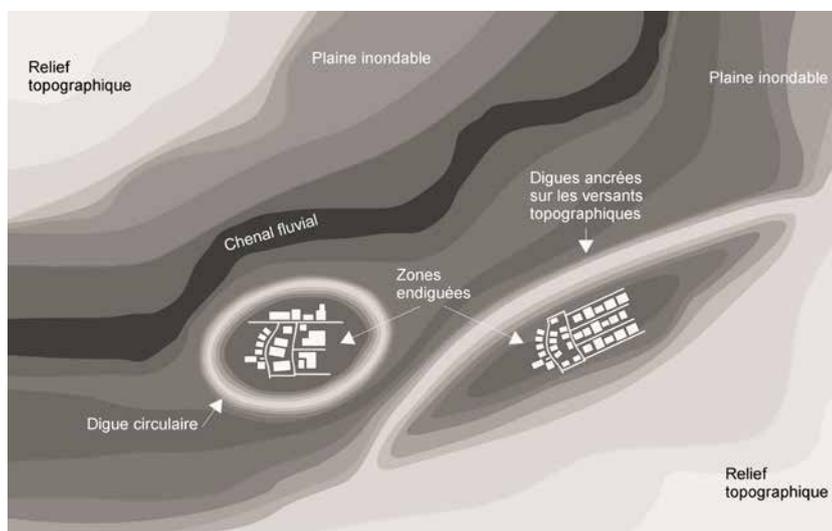


Figure 3.5 **Digues de fermeture**
(adapté par Y. Deniaud)



Figure 3.6 **Digue circulaire, île de Kaskaskia, Illinois, États-Unis**
(source : USACE, district de Saint-Louis)



Figure 3.7 **Digue s'appuyant sur un élément topographique naturel, Illinois du Sud, États-Unis**

3.1.1.3 La rétention des inondations

Il existe deux méthodes de base pour stocker des eaux d'inondation, qui peuvent utiliser ou affecter des digues :

- latéralement à l'axe de la rivière, avec un bassin de rétention délimité en bordure de la rivière ou d'un affluent ;
- dans l'axe de la rivière, avec un barrage construit en travers de celle-ci.

Les zones de rétention adjacentes sont souvent créées en utilisant complémentirement des digues, des déversoirs, des écluses et d'autres structures anthropiques, aussi bien que des éléments naturels et la topographie. De telles zones de rétention sont mobilisées seulement lors des événements d'inondation et sont normalement asséchées durant de longues périodes de temps.

Les réservoirs situés dans l'axe de la rivière et les systèmes de fermeture et de barrage sont également utilisés pour la rétention des inondations, mais ils peuvent être construits pour une ou plusieurs autres raisons dont l'écrêtement des crues, l'alimentation en eau, les activités de loisirs, la production d'énergie. Les réservoirs sont créés en utilisant des structures naturelles ou anthropiques afin de retenir l'eau derrière une barrière imperméable pouvant être de différents types. De manière équivalente aux digues fluviales, les barrages réservoirs ont une fonction de rétention d'eau. La principale différence de fonctionnement est la résistance du barrage réservoir à des charges hydrauliques permanentes, alors que les digues fluviales contre les inondations ne sont l'objet de charges hydrauliques que sur des durées déterminées. Il est à noter que la transition entre une digue fluviale contre les inondations et un barrage peut être graduelle.

L'alimentation en eau d'une zone de rétention est soit naturelle, soit contrôlée par des déversoirs à proximité de la crête de la digue (cf. figure 3.8). La capacité de stockage de crue d'un barrage peut être prévue afin de minimiser les inondations en aval durant les événements de crue et ainsi réduire la charge sur les systèmes de digues en lit mineur. Ces structures sont conçues pour retenir l'eau temporairement et leur défaillance peut conduire à une décharge d'eau incontrôlée. Les barrages ont de multiples fonctions, dont le stockage d'eau durant la saison des crues. La figure 3.9 montre une décharge contrôlée d'eau à partir d'un barrage, à travers un déversoir, dans un lit de cours d'eau en aval de ce dernier.

Pour les données nécessaires, et les considérations de conception et de dimensionnement relevant du fonctionnement hydraulique des réservoirs, cf. les sections 7.3.2.2 et 9.4.3.

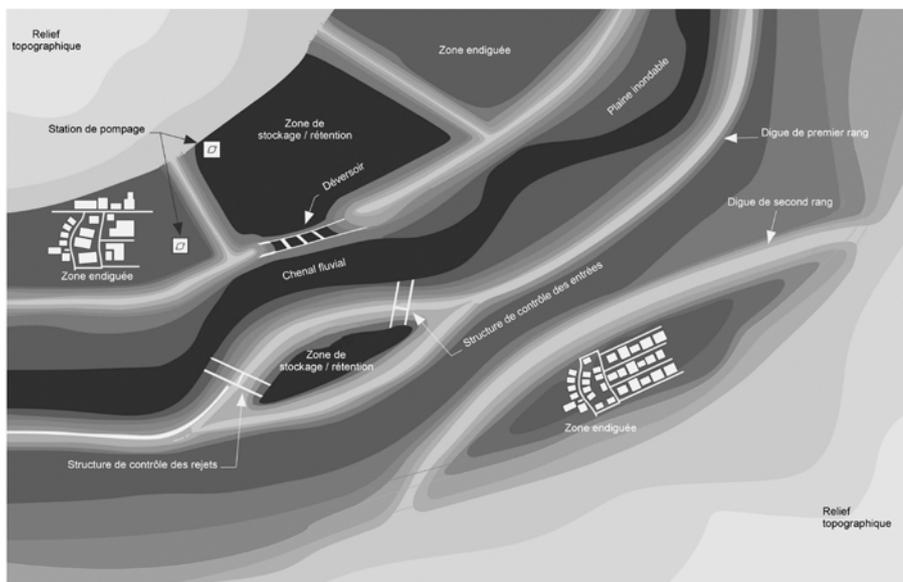


Figure 3.8 Dispositifs de rétention des inondations
(adapté par Y. Deniaud)



Figure 3.9 **Décharge d'un déversoir depuis un réservoir**
(adapté par Y. Deniaud)

Afin de réguler les profondeurs et aider à la navigation fluviale, une écluse et un barrage peuvent être construits en travers du lit de la rivière. Typiquement, un barrage de navigation est géré « au fil de l'eau », les entrées devant équilibrer les sorties d'eau. Une gestion inappropriée d'une écluse et d'un barrage de navigation est susceptible d'avoir des conséquences défavorables sur le système de protection contre les inondations, situé le long du lit des rivières, notamment lorsque les charges hydrauliques liées aux conditions de haut niveau d'eau sont imposées sur les digues pendant de longues durées. La figure 3.10 montre des digues à proximité d'un canal de navigation en lit de rivière.



Figure 3.10 **Barrage et écluse sur le Mississippi**
(adapté par Y. Deniaud)

3.1.1.4 Les systèmes côtiers de défense contre les inondations

Les digues côtières peuvent être associées avec d'autres structures anthropiques ou naturelles telles que des brise-lames, des épis et des dunes. Les principales fonctions de ces structures annexes sont de prévenir l'érosion des digues côtières et de maintenir ainsi leur intégrité (cf. figure 3.11). La section 3.4 donne des détails complémentaires concernant les structures annexes conçues pour la défense côtière.

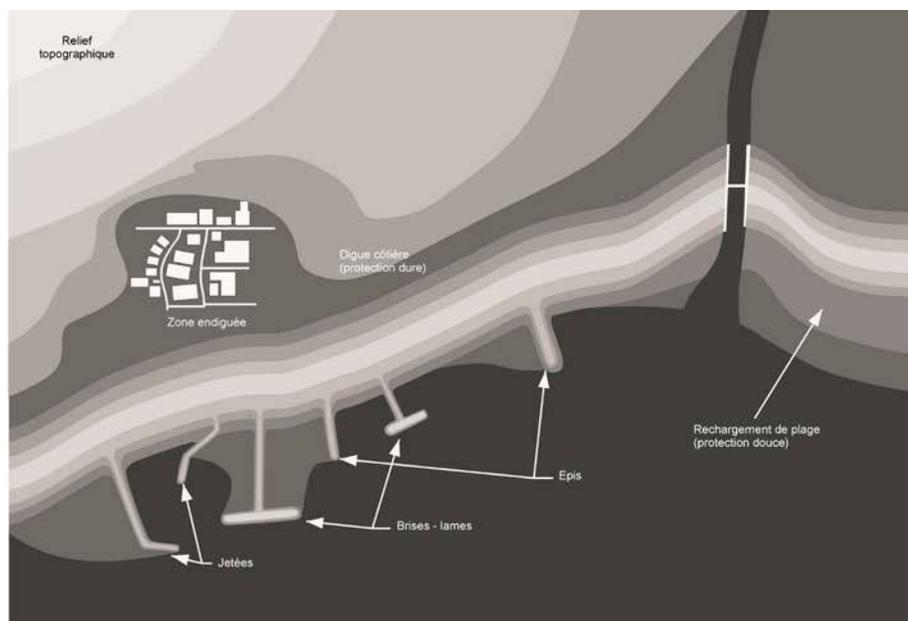


Figure 3.11 **Digues dans un système de défense contre les inondations côtières**
(adapté par R. Tourment)

3.1.1.5 Les lignes secondaires de défense

Les lignes de défense secondaires le long des rivières ou des côtes sont atteintes par les inondations après les premières défenses. Elles peuvent être parallèles ou perpendiculaires au flux incident de l'inondation (cf. figure 3.12). Les objectifs de la seconde ligne sont de :

- réduire le risque d'inondation d'une aire plus spécifique et réduite ;
- confiner l'inondation dans une zone spécifique et définie (aire de rétention des inondations) ;
- retarder l'inondation d'une zone à l'autre.

La diversion des eaux vers une zone de rétention peut être accomplie au moyen d'un déversoir ou d'un système comprenant des digues primaires et secondaires, où la première ligne de défense est résistante au déversement pour une certaine cote d'altitude et où la seconde ligne apporte une résistance au déversement pour une cote plus élevée.



Figure 3.12 Exemple de digues primaires et secondaires le long d'une rivière
(adapté par Y. Deniaud)

3.1.2 Le rôle multifonctionnel des digues

En plus du rôle principal de gestion du risque d'inondation, les digues ont souvent des usages multifonctionnels. Les usages secondaires des digues ont une importance vitale pour les personnes qui vivent et travaillent à proximité ou celles qui visitent la région. Les usages secondaires des digues sont variables suivant la configuration du site, mais ils peuvent inclure : des routes d'accès, des activités de loisirs, des activités agricoles, des traversées de réseaux et des aspects d'amélioration écologique ou de protection environnementale.

Les usages secondaires des digues soulèvent des préoccupations particulières, notamment :

- la priorité accordée aux usages secondaires par rapport à la défense contre les inondations ;
- la construction d'éléments étrangers aux digues conçus ou réalisés avec des matériaux inappropriés pour la défense contre les inondations ;
- l'absence d'efficacité dans l'exploitation et la maintenance d'éléments de digues ayant un usage secondaire.

3.1.2.1 Accès et transport

Les digues élèvent des barrières entre les populations et la rivière ou la côte, d'où la nécessité d'une route d'accès vers les espaces aquatiques. Ce caractère aquatique des systèmes de défense contre les inondations attire les populations et entraîne le besoin d'accès pour des activités de loisirs ou tout simplement pour l'attrait esthétique des lieux (cf. figure 3.13).



Figure 3.13 **Site au bord de l'eau, à l'est de Saint-Louis, Illinois, États-Unis**
(source : USACE, district de Saint-Louis)

Les accès peuvent être pratiqués par le dessus de la digue ou à travers celle-ci au moyen de portes étanches (cf. figure 3.14). Il faut veiller, en choisissant la manière dont la population peut légitimement accéder à la rivière ou à la côte située au-delà de la digue, à ne pas induire d'effet préjudiciable aux performances de cette dernière. Des conceptions passives, telles que la réalisation de rampes plutôt que de portes, doivent être privilégiées.

La crête des digues peut faire office de route permettant la circulation de véhicules, ceux de la population au sens large comme ceux dédiés à l'exploitation ou à la maintenance ; elle peut aussi servir de chemin d'accès pédestre ou cycliste vers des espaces de loisirs situés à proximité. L'intégration de ces usages secondaires dans l'aménagement et la conception, sans qu'ils affectent l'intégrité de la digue, est vitale. Les points d'accès des digues sont des ouvertures dans le système de défense contre les inondations et doivent être à ce titre gérés correctement en prévision d'une fermeture d'urgence. La surveillance après construction est ainsi critique, car il faut s'assurer que les accès sont entretenus correctement et non susceptibles d'affecter le rôle principal des digues dans la gestion du risque d'inondation. Par exemple, l'entretien routier peut conduire à recouvrir d'un enduit asphalté les dispositifs de fermeture encastrés dans la chaussée ou les dispositifs d'installation des garde-corps de sécurité le long de la ligne de fermeture. L'un et l'autre peuvent empêcher l'opérateur de procéder à la mise en place et à la sécurisation des panneaux de fermeture du système de protection en préparation d'un événement de hautes eaux.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



Figure 3.14 **Batardeau antisubmersion sur un accès**
(source : Symadrem)



Figure 3.15 **Rampe d'accès dans une digue du Danube près de Regensburg, Allemagne**
(source : Reinhard Pohl)

Les remblais routiers ou ferroviaires, construits non pour la gestion du risque d'inondation mais pour le transport (cf. encadré 3.1), sont toutefois, dans certains cas, directement intégrés aux digues et constituent ultérieurement une partie de la ligne de défense contre les inondations. Bien que le remblai routier ou ferroviaire puisse avoir été construit avant la digue, une mesure de réduction des coûts ou des délais peut avoir conduit à relier et prolonger directement l'axe de la digue par le remblai. À l'époque de la construction du remblai routier ou ferroviaire, les matériaux et méthodes de construction étaient peut-être technologiquement cohérents et l'association des deux structures linéaires n'était pas un problème. Accepter qu'un remblai routier ou ferroviaire soit utilisé comme portion d'une ligne de défense augmente le niveau de risque associé au système de digues. Cependant, la plupart des remblais ferroviaires ayant une fonction secondaire de défense contre les inondations ont été construits il y a plus de cent ans avec une large palette de matériaux de faible qualité. Bien souvent, la documentation de la construction originale est lacunaire et les matériaux de constitution sont inconnus sauf à réaliser des reconnaissances invasives souterraines. Ces remblais peuvent souffrir de dommages importants en cas de niveaux élevés d'inondation, avec pour conséquences des tassements ou des glissements.

Encadré 3.1

Systèmes de défense contre les inondations non intentionnelles aux États-Unis

Aux États-Unis, il existe de nombreuses situations dans lesquelles des remblais routiers ou ferroviaires servent de tronçons de ligne de défense contre les inondations et où le remblai routier ou ferroviaire se prolonge directement dans le profil de la digue (cf. figures 3.16 à 3.18). Cette situation est préoccupante, car il n'y a aucune information disponible qui indique les matériaux de constitution et la méthode de construction de ces remblais.



Figure 3.16 **Remblai autoroutier servant de ligne de défense, Bernville, Pennsylvanie, États-Unis**
(source : USACE)



Figure 3.17 **Remblai autoroutier servant de ligne de défense**
(source : USACE)

Encadré 3.1 (suite)

Systèmes de défense contre les inondations non intentionnels aux États-Unis



Figure 3.18 **Remblai ferroviaire servant de ligne de défense**
(source : USACE)

3.1.2.2 Loisirs

Les digues peuvent avoir un usage multiple permettant des activités de loisir comme la marche, la course à pied, le cyclisme ou la pêche sur la crête ou sur le profil transversal de la digue (cf. figures 3.19 à 3.21).

Les remblais constituent un point haut offrant une vue dégagée sur la rivière ou la côte qui attire le public. La permission de telles activités de loisir favorise la prise de conscience écologique et environnementale à des fins éducatives ou informatives. L'ouverture au public des digues offre également des opportunités de renforcement de la surveillance du système de défense contre les inondations.



Figure 3.19 **Chemin aménagé sur la crête d'une digue pour usage pédestre, Alton, Illinois, États-Unis**



Figure 3.20 **Chemin aménagé et paysager sur la crête d'une digue, Chesterfield, Missouri, États-Unis**

Sélectionner attentivement les matériaux selon leurs propriétés pour la crête de digue et les éléments récréatifs construits sur ou à proximité de la digue est essentiel pour assurer l'intégrité de cette dernière. Par exemple, la figure 3.21 montre une clôture de protection située au pied de la digue qui dispose de broches de connexion et de joints pour un démontage et un enlèvement facilités.



Figure 3.21 **Clôture esthétique le long d'un pied de digue**
(source : Les Perrin)

Là où la crête de digue est extrêmement large, il peut être opportun d'installer du mobilier de parc urbain comme des bancs ou des panneaux d'information (cf. figure 3.22). Ces éléments doivent pouvoir être aisément démontés durant les événements de haut niveau d'eau et construits sur des fondations superficielles peu profondes de façon à ne pas affecter le profil en travers de la digue.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



Figure 3.22 **Parc sur une digue de la Loire, France**
(source : Jean Maurin)

Les dispositions pour accueillir du public peuvent avoir des effets néfastes sur le remblai de la digue. Par exemple, la circulation récurrente de véhicules de loisir sur la crête d'une digue peut conduire à des orniérages et des érosions générant un chemin préférentiel pour les franchissements et un dommage potentiel durant un événement d'inondation. De même l'ouverture au public peut-elle conduire à des actes de vandalisme.

3.1.2.3 Agriculture

L'utilisation des digues, des terrains avoisinants et du ségonnal pour des activités agricoles est très commune. (cf. figure 3.23). Ces pratiques peuvent comprendre le pâturage d'animaux et les cultures sans labours sur les bermes de la digue.

Autoriser le pâturage d'animaux sur les digues présente notamment l'avantage de contrôler la croissance de la végétation (cf. figures 3.23 et 3.24) ; les moutons qui paissent de manière continue, sont généralement préférés aux vaches qui elles génèrent un enrichissement trop important des sols favorisant le développement des racines.



Figure 3.23 **Moutons paissant sur les digues de la baie de Ley, Frise orientale, Allemagne**
(source : H. Schuettrumpf)

Il y a des inconvénients à la pâture des animaux, notamment la création excessive d'ornières, la destruction de la végétation de surface, le sur-pâturage et la formation de flaques. La création de flaques est liée aux concentrations d'animaux à sabots dans des lieux particuliers, pour accéder à la nourriture, s'abriter ou franchir des lieux de confinement, tels que les portes. Lorsque les terrains agricoles de la digue sont utilisés pour le pâturage, des dispositions sont nécessaires pour s'assurer que les animaux accèdent à des chemins viables pour s'échapper des eaux montantes des crues, vers des terrains en hauteur.



Figure 3.24 **Opération de pâturage contrôlé**
(source : Les Harder)

Les aspects positifs des cultures plantées sur les bernes des digues sont liés à la génération de profit et à l'usage secondaire de la propriété. Les plantes utilisées doivent être limitées à des cultures sans labours qui ne développent pas de racines profondes, telles que les fèves de soja, de maïs ou de sorgho. Les cultures en rang qui sont labourées ne doivent pas être plantées à proximité immédiate de la digue, car les superficies labourées peuvent affecter défavorablement l'intégrité de la digue et les zones humides ou molles nuiront à l'accès pour les inspections et les opérations de lutte contre les inondations. Les activités agricoles peuvent également conduire à la perte de matériaux de la risberme au cours du temps et compromettre ainsi l'efficacité de celle-ci.

Les inconvénients des cultures de plantation sur les risbermes de digues comprennent la perte de visibilité de la surface de la risberme durant les inspections, l'attractivité possible pour les animaux fouisseurs et les dispositifs de drainage. Les champs à proximité des digues peuvent avoir des fossés pour aider au drainage. Les fossés creusés à des profondeurs excessives à proximité de la digue peuvent générer un chemin de résurgence pour les infiltrations et les écoulements sous l'ouvrage. Des alternatives pour la capture des eaux de ruissellement doivent être envisagées avant la construction de fossés à proximité du pied de digue côté terres.

3.1.2.4 *Améliorations écologiques et environnementales*

Les digues construites pour la défense contre les inondations peuvent également avoir d'autres usages, qui améliorent l'environnement ou sa durabilité. Les aspects environnementaux et écologiques doivent être étudiés sur chaque site de digue existante ou à construire.

Protection des sites environnementalement et écologiquement sensibles

Les digues peuvent jouer un double rôle en protégeant un site jugé écologiquement sensible (cf. figure 3.25). Ledit site peut avoir une signification historique/archéologique ou servir d'habitat à différentes espèces de plantes et d'animaux. Par exemple, les habitats des zones humides et les marais salants fournissent une protection contre l'action des vagues et les variations de niveaux d'eau.



Figure 3.25 **Zone humide proche d'un système de défense réputé sensible à l'environnement, Alton, Illinois, États-Unis**
(source : USACE, district de Saint-Louis)

Dans certains endroits, des digues construites par le passé protègent maintenant des zones de marais qui fournissent un habitat améliorant les interactions de la faune avec cet environnement nouvellement développé (cf. figure 3.26).



Figure 3.26 **Zone humide près d'un système de défense contre les inondations apportant une protection contre l'action des vagues, Alton, Illinois, États-Unis**
(source : USACE, district de Saint-Louis)

Il arrive souvent que les opérations d'entretien des berges pour maintenir l'intégrité des digues entrent en conflit d'intérêts avec les dispositions pour les habitats. Une attention particulière doit être portée pour s'assurer que l'activité de la faune n'affecte pas négativement la fonction primaire de gestion du risque d'inondation de la digue. Par exemple, certains animaux qui habitent les environnements fluviaux et estuariens ont tendance à creuser des terriers (cf. figure 3.27). Lesdits terriers forment des vides à l'intérieur ou sous les digues, qui peuvent conduire à des infiltrations et à l'érosion interne des matériaux du corps de digue. La construction de digues en retrait est idéale pour tenir compte des habitats faunistiques et des corridors ripariens. Des autorités juridictionnelles claires doivent être établies pour permettre une mitigation raisonnée des zones écologiques qui sont perturbées.

Systèmes de digues d'été et d'hiver

Une configuration de digues d'été/hiver ou de premier/second rangs, permet la création d'une zone humide pour une partie de l'année calendaire, dans l'espace compris entre les deux digues (cf. figure 3.28). La digue d'hiver est destinée à retenir le pic de débit de la rivière, tandis que la digue d'été retient les crues de faible ampleur. Cette configuration permet aux terrains situés entre les digues d'hiver et d'été de pouvoir être utilisés pour des activités agricoles ou récréatives durant les mois d'été.



Figure 3.27 Entrées de terriers de rats musqués, digue de canal, province de la Frise, Pays-Bas
(source : Henk Van Hemert)

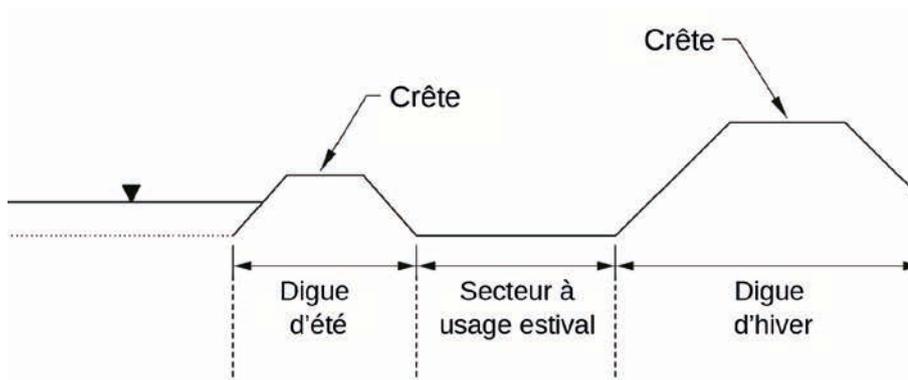


Figure 3.28 Configuration de digue été/hiver

Solutions alternatives pour améliorer les attributs environnementaux

Il existe diverses options d'ingénierie permettant d'améliorer spécifiquement les performances environnementales et structurelles. La protection de pied longitudinale en pierres déversées (cf. figure 3.29) en est un exemple. Les protections de pied longitudinales peuvent être des alternatives attractives à des revêtements plus conventionnels tels que des enrochements, des matelas articulés en béton et d'autres formes qui ne partagent pas le potentiel simultané de stabilisation des berges et d'amélioration écologique. Les protections de pied longitudinales en pierres aident à la stabilisation tout en apportant une couverture et un habitat pour les petits poissons et autres organismes.

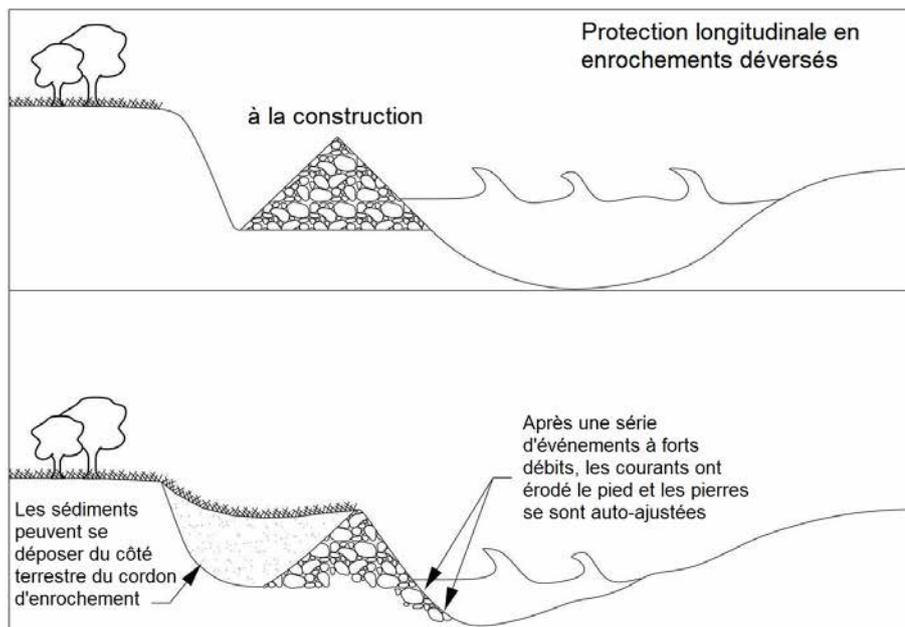


Figure 3.29 **Protection de pied longitudinale en tas de pierres**
(source : David Derrick, USACE)

Espèces en voie de disparition et espèces protégées

La couverture herbeuse des digues peut avoir une valeur écologique et l'utilisation de semences de provenances locales peut être bénéfique. Les digues peuvent également former des corridors linéaires reliant les habitats et permettant la migration des espèces. Se reporter aux sections 10.1.3 et 10.3.11 pour les considérations relatives aux espèces en voie de disparition et aux espèces en danger durant les phases de construction dans les environnements fluviaux et côtiers, et aux sections 4.1 et 4.6 pour les considérations durant les opérations d'entretien et de maintenance.

La végétation côtière peut également fournir des habitats faunistiques nécessitant une intervention humaine pour la protection des sites. La figure 3.30 présente ainsi un habitat protégé pour les oiseaux.



Figure 3.30 **Habitat protégé pour les oiseaux le long d'une frange côtière, Siesta Key, Floride, États-Unis**
(source : J. Mc Vicker)

Atténuation du bruit

La présence d'une digue peut contribuer à atténuer le bruit par absorption, ce qui apporte une protection contre le bruit de part et d'autre de la structure. Des digues disposées particulièrement peuvent aider à dévier la pollution sonore (en provenance de bateaux ou de barges) des zones densément peuplées proches des rivières ou des côtes.

Esthétisme

Une digue végétalisée bien établie apporte un aspect esthétique, en particulier là où la flore aide à l'intégration de la digue dans l'environnement local, en réduisant les effets visuels. Les digues sont également un apport d'espaces verts dans les corridors urbains où l'attraction naturelle de l'eau accroît l'intérêt et l'usage du public.

Il est important de s'assurer que la flore, ayant poussé naturellement ou plantée par l'homme, n'affecte pas négativement la digue. Par exemple, une végétation excessive peut affecter la digue et empêcher son inspection, tandis qu'une végétation limitée peut favoriser son érosion (se reporter à la section 4.5 pour des détails quant à la végétation sur les digues).

3.1.3 Les digues dans leur environnement

Traiter de la fonctionnalité et de l'évolution d'une digue nécessite de prendre en compte et de comprendre parfaitement tous les aspects de son environnement immédiat, et spécifiquement des chargements induits, de la morphologie du cours d'eau et de la ligne de côte, de la sédimentation, de la végétation et du changement climatique.

La forme d'une digue et ses composants dépendent de l'environnement dans lequel se situe la digue (cf. section 9.2.1). Cette section décrit les relations entre certaines caractéristiques de l'environnement d'une digue et sa forme, en incluant les composants spécifiques qui peuvent être requis pour remplir sa fonction de rétention d'eau.

3.1.3.1 Charge et environnement hydrauliques fluviaux, côtiers et estuariens

Les digues sont sujettes à diverses formes de charges hydrauliques (dynamiques), qui proviennent :

- du niveau d'eau (incluant les variations du niveau des plus hautes eaux qui génèrent des actions hydrostatiques sur la digue et influencent l'hydraulique interne) ;
- des courants (à l'origine de l'érosion externe du talus côté eau et diminuant la stabilité du talus côté eau par l'affouillement du pied de digue ou de l'avant-plage ou du ségonnal) ;
- des vagues (à l'origine de l'érosion rapide du talus côté eau d'une digue, et de franchissements par le jet de rive, pouvant conduire à l'érosion externe de la crête et du talus côté terre de la digue).

Les digues doivent résister à ces différentes charges hydrauliques et aux pressions hydrauliques internes qui en résultent.

L'occurrence de ces différentes charges dépend des caractéristiques hydrauliques de l'environnement dans lequel est situé la digue. Chaque charge hydraulique affecte la conception requise pour la digue. La forme de la digue et ses composants dépendent ainsi fortement des charges hydrauliques agissantes et de l'environnement où est implantée la digue. Le Tableau 3.1 présente un aperçu des charges hydrauliques et de leur importance pour les digues dans différents environnements hydrauliques. Pour des informations plus détaillées sur les charges appliquées aux digues, se reporter aux sections 7.3 et 7.4.

Note

Dans certaines circonstances, des événements très spécifiques peuvent se produire (tels que des tsunamis pour les zones côtières), et les digues nécessitent alors des traitements adaptés pour y résister.

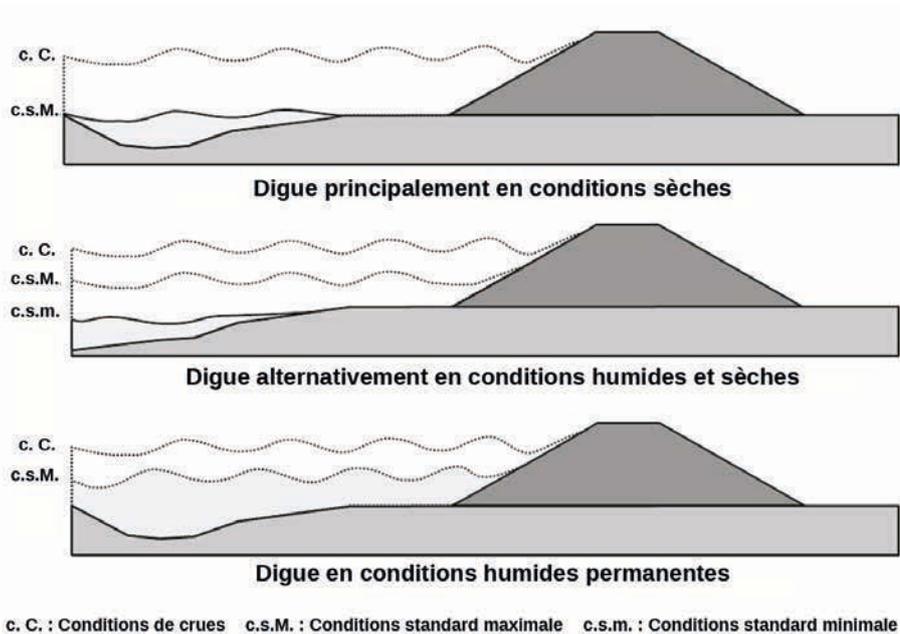


Figure 3.31 Niveaux d'eau : fréquence des conditions de charge hydraulique sur les digues

Tableau 3.1 Charges hydrauliques et pertinence pour différents environnements hydrauliques

Caractéristiques des charges hydrauliques		Environnement fluvial	Environnement côtier	Autres environnements			
		Rivières	Mer (à marée)	Estuaire	Lacs	Canaux	Torrents
Niveau d'eau ^{1,6}	Débit de crue	✓			✓ ³	✓	✓
	Marée		✓ ⁴	✓			
	Vidange rapide	✓	✓	✓	✓		✓
	Onde de tempête		✓	✓	✓		
Surcharges locales	Surcote liée aux vagues ⁵		✓	✓	✓		
	Seiches		✓	✓	✓		
Vagues ²			✓	✓	✓		
Courants		✓		✓			✓

Notes

Le tableau ne présente que les influences principales.

- En plus du niveau d'eau, la durée de la crue (le limnigramme pendant la crue) est également pertinente, notamment en raison de la réponse transitoire des pressions pendant la crue. La durée d'un épisode de crue est comprise entre quelques heures (digues côtières) et quelques semaines (digues implantées le long de rivières, particulièrement dans les tronçons aval de grands bassins versants).
- Plusieurs autres caractéristiques des vagues sont pertinentes pour l'évaluation et la conception des digues et de leurs composants, telles que la hauteur significative, la cambrure et la période.
- Les lacs situés le long de rivières ou (partiellement) alimentés par une rivière peuvent également être affectés par un débit de crue.
- Certaines mers ont de très faibles marées.
- La surcote liée aux vagues peut provoquer une augmentation du niveau d'eau dans la zone de surf en raison du déferlement des vagues lors de leur propagation à la côte. La surcote liée aux vagues a un effet très local sur les niveaux d'eau.
- Suivant sa position dans le système de défense, une digue peut (cf. figure 3.31) :
 - être sèche la plupart du temps (mais humide durant les événements spécifiques de crue), cas de certaines digues en rivières ;
 - être alternativement humide et sèche, cas des situations estuariennes et côtières en présence de marées ;
 - être au contact permanent de l'eau, comme les canaux et digues de rivières perchées ou à plaine alluviale en toit.

Des charges supplémentaires imposées sur les systèmes de défense peuvent provenir de la glace, des embâcles de corps flottants, de travaux de construction ou de maintenance, de forts vents ou d'activités nautiques générant des vagues, de collisions de bateaux, d'activités opérationnelles, d'interventions humaines ou de processus naturels extrêmes incluant les effets du changement climatique (cf. sections 7.2, 7.3 et 7.6).

Des incertitudes demeurent aujourd'hui sur les effets de la végétation située à proximité d'un système de défense, dans la plaine d'inondation ou sur la plage, sur les caractéristiques des charges hydrauliques. La végétation arborée peut apporter un bénéfice en atténuant les vagues, en réduisant les courants et la vitesse des vents (et les vagues induites par le vent). Mais la végétation arborée (pour les digues de rivière) peut également conduire à une augmentation du niveau d'eau par l'accroissement de la rugosité de la plaine alluviale.

Certaines charges hydrauliques sont très dépendantes des conditions topographiques et bathymétriques au droit des digues. L'évolution des méandres, les bancs de sable mobiles et la présence de plages au droit des digues ont des effets significatifs sur les charges induites par les courants et les vagues (cf. section 3.1.3.2).

3.1.3.2 Morphologie des rivières, côtes et estuaires

La morphologie des rivières et des côtes, ou géomorphologie fluviale et côtière, est utilisée pour décrire la forme d'une rivière ou d'une ligne de rivage et son évolution temporelle. Les digues sont construites le long de ces rivières et de ces lignes de côtes, aussi les caractéristiques ou morphologies de ces environnements et les processus impliqués dans la production et l'altération de ces morphologies sont-ils importants au regard de la conception, de la construction et de la maintenance des digues.

Cette section décrit les relations entre morphologie, processus morpho-dynamiques et sécurité des digues. Pour plus d'explications sur la morphologie côtière et estuarienne, se reporter aux sections 7.2 à 7.5.

Géomorphologie des rivières

Les changements sont continus au sein d'une rivière alors que le courant tente de maintenir un équilibre entre les sédiments et l'énergie disponible sur toute sa longueur. Le profil longitudinal, la sinuosité et les méandres d'une rivière influencent l'énergie disponible du courant, ce qui induit des mouvements de sédiments au sein et au travers du système. Les changements du système d'origine anthropique, dont la construction de digues, peuvent affecter à la fois l'énergie disponible et les sédiments.

Les conditions hydrauliques d'une rivière sont d'abord influencées par le débit de la rivière et la pente de son lit. D'autres influences sont liées à la plaine inondable, aux berges, aux structures anthropiques ou naturelles présentes dans la rivière, à la rugosité du lit de la rivière et de la plaine inondable, aux confluences, bifurcations, barrages, seuils et déversoirs (cf. section 7.3). Le comportement morphologique d'un chenal de rivière est fonction de nombreux processus et conditions environnementaux. Certains de ces processus ou conditions complexes et dynamiques sont décrits en section 7.2.2.

Pour mieux comprendre la morphologie fluviale, les chercheurs et ingénieurs ont développé des systèmes de classification des rivières (cf. section 7.3.1). Ils relient les tendances observées aux processus fluviaux et sédimentaires contribuant aux modifications de la configuration des cours d'eau au cours du temps.

Géomorphologie côtière

La stabilité du trait de côte est dépendante des caractéristiques physiques du rivage, lesquelles sont déterminées par sa géologie, sa géomorphologie, et les actions du vent, des vagues, des marées et des courants. La zone côtière peut réagir différemment à des situations variables. Les changements peuvent intervenir en raison de processus côtiers « normaux » (accrétion, mouvements longitudinaux, érosion induite par les vagues, subsidence...) ou de processus côtiers « extrêmes » (inondations par onde de tempête, érosion de tempête, franchissements, brèches dans les îles-barrières et autres structures naturelles). La morphologie côtière est fonction de nombreux processus et conditions environnementales, et est contrôlée par l'équilibre entre l'agressivité des processus physiques, la résistance des terres et l'apport sédimentaire. Certains de ces processus et conditions environnementales sont décrits avec plus de détails en section 7.2.2.

Géomorphologie estuarienne

Les estuaires étant positionnés à l'interface entre les bassins hydrographiques fluviaux et les mers, les processus qui influencent leur morphologie et leur comportement hydraulique proviennent à la fois des rivières et des mers. Les sédiments estuariens peuvent être des matériaux d'origine marine ou fluviale, et la présence de marées ou de vagues génère des caractéristiques complexes de transport sédimentaire au sein de l'estuaire. Un environnement de dépôt sédimentaire hybride, mélange de fluvial et de marin, est un système turbide.

Effet des processus géomorphologiques sur les digues (sécurité)

Les processus géomorphologiques peuvent être critiques pour le bon fonctionnement d'un système (statique) de digues et les interactions entre les deux sont complexes. Les premiers processus géomorphologiques qui peuvent avoir un effet sur une digue proche sont les mouvements latéraux et verticaux :

- **mouvements latéraux** : déplacement de la position du chenal, développement de méandres, mouvements de bancs sableux ;
- **mouvements verticaux** : abaissement ou élévation de la plaine alluviale, de l'avant-plage ou de l'estran, approfondissement de la rivière ou de son lit mineur par affouillement et migration des formes de relief.

Les deux types de mouvements peuvent intervenir soit lentement, sur de longues périodes de temps (plusieurs années ou décades), soit incidemment, lors d'un unique événement de crue.

Ces processus affectent la digue en termes de changement de résistance et de caractéristiques de charges hydrauliques. Les effets de ces processus peuvent être positifs (accroissement de la résistance/ abaissement des charges hydrauliques) ou négatifs (diminution de la résistance/accroissement de la charge hydraulique).

Le tableau 3.2 présente un aperçu des effets des processus géomorphologiques sur une digue.

Tableau 3.2 **Aperçu des effets des processus géomorphologiques sur une digue**

Phénomènes	Résistance de la digue	Caractéristiques des charges hydrauliques sur la digue
Érosion Affouillement du lit et érosion de l'avant-plage, de la plage ou de la plaine d'inondation	Diminution de la stabilité de la pente de talus côté eau de la digue et des pentes de l'avant-plage ou de la berge (submergée) , due à la diminution de l'altitude de la surface et/ou au raidissement de la pente. Les couches imperméables (contribuant à la détermination du chemin hydraulique) peuvent perdre leur résistance hydraulique et (éventuellement) disparaître.	Niveau d'eau : <ul style="list-style-type: none"> ● pour les digues fluviales une augmentation de la capacité du lit peut faire baisser le niveau d'eau durant un épisode de crue ; ● une augmentation de la profondeur d'eau au droit de la digue peut diminuer le <i>set-up</i> lié aux vagues. Vagues ¹ : <ul style="list-style-type: none"> ● une augmentation de la profondeur d'eau au droit de la digue peut augmenter la hauteur des vagues en pied d'ouvrage.
Sédimentation Sédimentation dans le lit ou accrétion de l'avant-plage, de la plage ou du ségonnal	Augmentation de la stabilité de la pente de talus côté eau de la digue et des pentes (submergées) de l'avant-plage ou de la berge, due à la réduction de la hauteur et de la raideur des pentes. Réduction des pressions d'eau et des infiltrations au travers et sous l'ouvrage, dans le cas d'un accroissement de la résistance hydraulique de la zone située au-devant de la digue (avant-plage, ségonnal).	Niveau d'eau : <ul style="list-style-type: none"> ● pour les digues en rivière : une diminution de la capacité du lit peut accroître le niveau d'eau durant un débit de crue ; ● une profondeur d'eau réduite au droit de la digue peut accroître le <i>set-up</i> lié aux vagues. Vagues ¹ : <ul style="list-style-type: none"> ● une profondeur d'eau réduite au droit de la digue peut réduire la hauteur des vagues en pied d'ouvrage.

Note

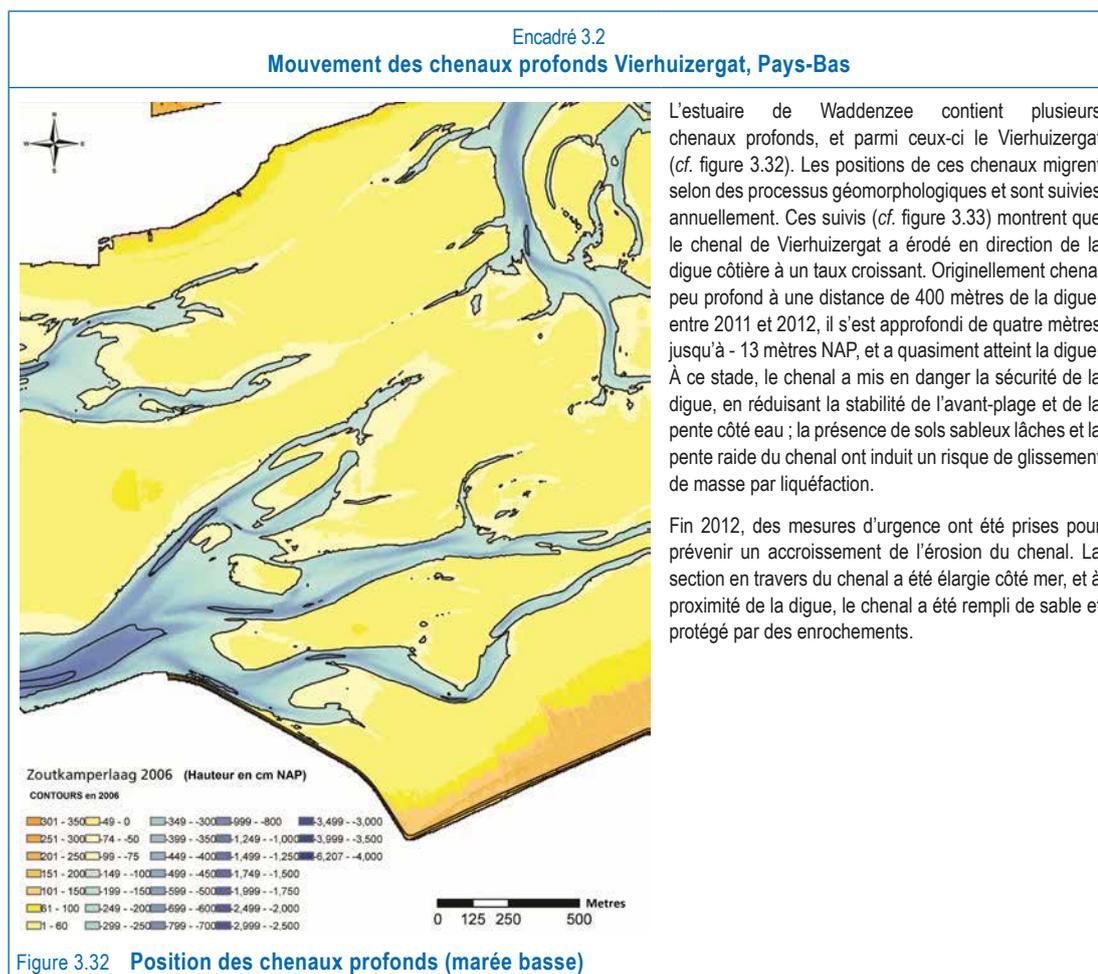
1 : Si la profondeur d'eau est suffisamment faible pour restreindre la hauteur de vague.

Il est souligné que, en plus des problématiques présentées dans le tableau, des changements dans les caractéristiques d'écoulement des courants en rivière et sur les côtes à marées peuvent conduire à des changements dans les vitesses de courant au droit de la digue et affecter la pente côté eau (érosion externe).

Des investigations à l'échelle du système morphologique et de transport sédimentaire sont nécessaires pour évaluer la réponse du système à de nouveaux projets de digue ou prédire des évolutions de la morphologie pour évaluer la sécurité des digues existantes (cf. encadré 3.2), et la performance à court (cf. section 8.3, événement simple) ou long termes (au minimum la durée de vie du projet) (cf. section 7.3).

Des incertitudes existent aujourd'hui concernant les effets de la végétation sur la morphodynamique de la plaine inondable, de la berge du lit de la rivière et de la plage au droit d'un système de défense contre les inondations. La végétation arborée peut amplifier la réduction des caractéristiques des charges hydrauliques (particulièrement les vagues et les courants), réduction qui protège de l'érosion de surface ou même permet la sédimentation. Dans certains endroits, les affouillements et l'érosion par les vagues sur le côté en eau des systèmes de défense contre les inondations sont des problématiques importantes. Les recherches historiques en ingénierie liées à la stabilisation des berges en rivières n'ont pas montré d'effet majeur de la présence d'arbres sur le développement des méandres de lits de rivière. Des études plus récentes conduites par le Centre d'ingénierie, de recherche et de développement de l'US Army (US Army Engineering Research and Development Centre), montre que les mécanismes de défaillance du côté en eau des systèmes de défense contre les inondations sont davantage liés à un affouillement profond dans le lit de la rivière, élargissant la fosse d'érosion et sous-cavant les bancs cohésifs supérieurs. Le maintien de la végétation au pied des digues est discuté en section 4.5.

La végétation arborée et les systèmes racinaires peuvent constituer une forme de protection contre l'érosion des berges de rivières en dehors des pieds de digues, retardant la migration de la rivière. Une protection directe de la digue est également possible au moyen de revêtements ou de surface durcies pour apporter une solution technique de résistance à la migration du lit, comme présenté sur la figure 3.34.



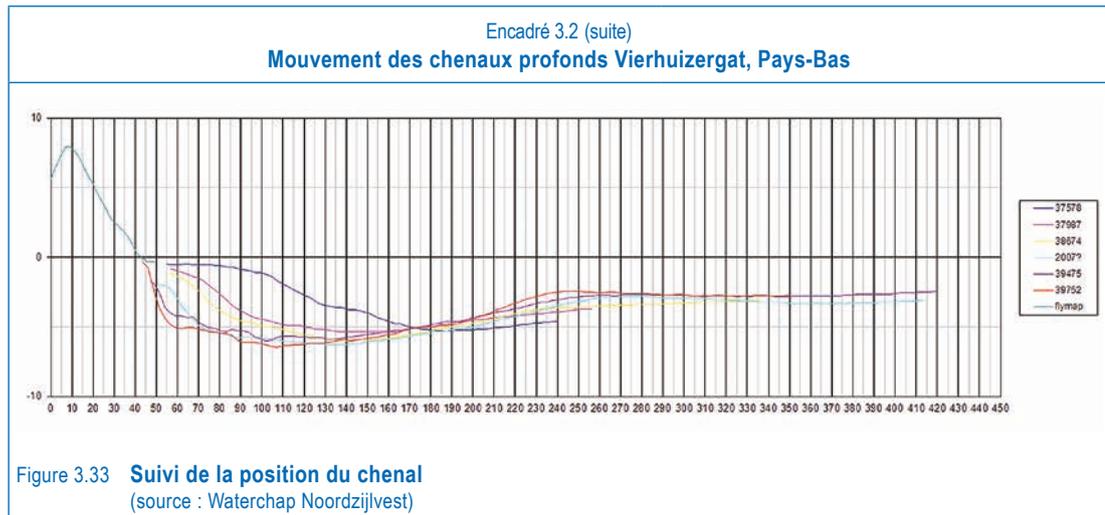


Figure 3.34 **Matelas articulé le long d'un chenal de ruisseau**
(source : USACE, Saint-Louis district)

3.1.3.3 La végétation fluviale et marine

Définition et considérations générales

Cette section traite de l'environnement dans lequel agissent les digues, particulièrement à leur proximité immédiate (*cf.* figure 3.35), avec une attention particulière portée à la végétation naturelle. La végétation naturellement présente dépend des conditions du sol et du climat, et peut être bénéfique ou agir au détriment de la digue ou d'autres composants du système de défense contre les inondations. Les considérations concernant la végétation présente sur les digues sont discutées en section 4.5.

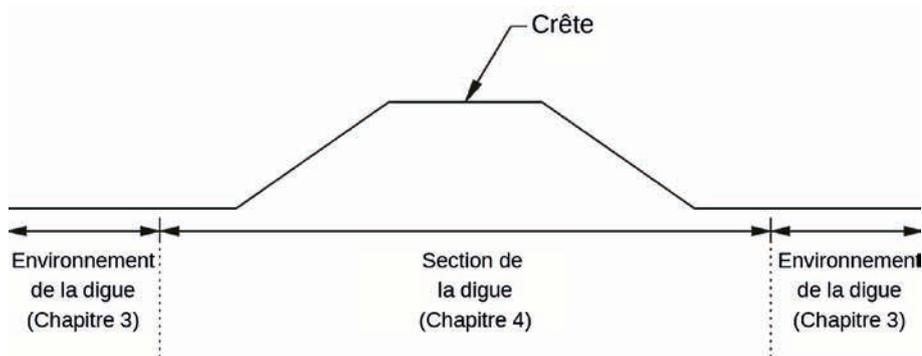


Figure 3.35 La végétation des digues discutée à travers le guide

Les effets sur le système de défense

La végétation à proximité de la digue, dans l'environnement naturel, peut être indirectement bénéfique ou pénalisante pour le système de défense contre les inondations. La croissance des plantes naturelles peut servir de tampon entre la digue et le cours d'eau et ralentir les courants durant la crue. Inversement, la vie végétale naturelle peut attirer les animaux fouisseurs, lesquels peuvent menacer l'intégrité de la digue.

Végétation fluviale

On appelle végétation riparienne la vie végétale le long des cours d'eau tels les fleuves, rivières et ruisseaux, qui se caractérise par des plantes hydrophiles. La végétation riparienne sert de zone de transition entre les écosystèmes aquatiques et terrestres, et peut se présenter sous des formes diverses telles que des prairies, des forêts ou des marais. Les caractéristiques ripariennes peuvent également être non végétales (par exemple : enrochements ou autre types de revêtements).

La végétation riparienne est souvent décrite comme extrêmement dense, fournissant un habitat à la vie sauvage. Elle est importante pour la préservation de la qualité de l'eau, le contrôle de l'érosion, la fourniture d'abris et de nourriture pour une grande partie de la faune aquatique, et pour la présence d'ombre, laquelle prend une part essentielle à la régulation des températures des cours d'eau. Les zones ripariennes augmentent la biodiversité et constituent des corridors pour la vie sauvage ; elles permettent aux organismes aquatiques et ripariens de se déplacer le long des écosystèmes fluviaux, préviennent ainsi la formation de communautés isolées (cf. figure 3.36).



Figure 3.36 Corridor riparien le long d'une berge de rivière

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Les décennies récentes ont significativement changé la manière dont la végétation et les travaux de terrassements sont gérés et régulés dans le monde, particulièrement à proximité des cours d'eau (cf. encadré 3.3).

Encadré 3.3

Les lois environnementales et la zone riparienne aux États-Unis.

Aux États-Unis, la promulgation des lois environnementales dans les années 1960 et 1970, particulièrement la loi sur les espèces en danger en 1973, impose la prise en compte des impacts sur les écosystèmes et les habitats lorsque des projets sont planifiés, et la mitigation de ces impacts lorsqu'ils existent. En raison des pratiques d'aménagement du territoire, dans certaines zones de l'ouest des États-Unis, la végétation boisée subsistante, sur ou à proximité des digues, apporte les derniers vestiges d'habitats fluviaux ombragés aux espèces en danger (cf. figure 3.37).



Figure 3.37 **Saumon en danger recherchant un habitat fluvial ombragé le long de la rivière Butte, Californie**
(source : Département des poissons et du gibier de Californie)

Les zones ripariennes sont cruciales pour la gestion écologique et environnementale en raison de leur rôle dans la conservation des sols et des influences qu'elles ont sur la faune et les écosystèmes aquatiques. Elles servent de tampons végétaux, qui empêchent les sédiments d'atteindre les plans d'eau et capturent les agents chimiques agricoles dans les eaux de ruissellement continentales, contribuant à l'amélioration de la qualité des eaux en aval. Les zones ripariennes maintiennent stables les températures de l'eau et préviennent la sédimentation, lesquelles sont toutes deux importantes pour le maintien des populations de poissons. Les forêts ripariennes diminuent également la salinité des sols et aident à la diminution des concentrations en nitrates provenant des eaux de ruissellement des terres agricoles.

La végétation agricole stabilise les berges de cours d'eau par le développement de systèmes racinaires profonds qui maintiennent le sol en place et apportent un degré de rugosité capable de ralentir les vitesses d'écoulement et la propagation des flux lors des ondes de tempêtes. Elle prévient l'érosion des berges et la production de sédiments. Sans tampon forestier, les courants entaillent le lit du cours d'eau et les berges, conduisant à une érosion des berges et un raidissement du chenal. Les chenaux ainsi raidis entraînent une accélération des vitesses de courant et un accroissement supplémentaire des érosions de berges. Il doit également être noté que les arbres et les arbustes le long des berges de rivières peuvent avoir également un effet négatif sur la stabilisation des berges par la concentration des écoulements et la génération d'affouillements durant les hauts niveaux d'eau et les événements de crues.

Les forêts ripariennes ralentissent considérablement la vitesse des vents au sol. En beaucoup d'endroits du monde, ces forêts sont utilisées comme brise-vents pour protéger les cultures, les sources d'eau, les sols et les biens. Elles sont également importantes pour la stabilisation des dunes. Les brise-vents réduisent la vitesse des vents et préviennent l'érosion éolienne.

Certains désavantages des forêts ripariennes doivent être considérés. Les espèces végétales inhérentes aux zones ripariennes peuvent attirer les animaux fouisseurs qui affectent négativement l'intégrité des digues. Si la végétation est excessive, elle peut se révéler un obstacle à la surveillance et à l'inspection des digues.

La végétation marine

La végétation naturelle le long des côtes, en dehors de la proximité des digues ou des structures anthropiques de défenses contre les inondations, peut être complémentaire au système de défense global. La densité et le type de couvert végétal le long de la côte influencent l'érosion côtière en :

- dissipant l'énergie atteignant les rivages abrités ;
- favorisant l'accumulation de sédiments organiques et non organiques ;
- agissant comme liant pour les sédiments résistant à l'érosion.

Quelques végétations côtières communes sont les forêts maritimes, les broussailles, les prairies herbacées, les marais et marécages d'eau douce, les marais de mangroves, les marais salés et les dunes herbacées ou forestières. (cf. figures 3.38 à 3.40).



Figure 3.38 **Végétation côtière, Siesta Key, Floride, États-Unis**
(source : USACE, district de Saint-Louis)



Figure 3.39 **Dunes de sable et végétation côtière, Siesta Key, Floride, États-Unis**
(source : USACE district de Saint-Louis)

Chaque type de végétation côtière a ses propres caractéristiques qui peuvent retarder l'érosion côtière. Par exemple, des étendues denses de marais salés ou de mangroves piègent les sédiments, ou offrent une résistance aux vagues et aux courants permettant la prévention ou la mitigation de l'érosion. Les herbes dunaires aident également à stabiliser les déflations sableuses éoliennes et contribuent à l'engraissement des dunes. Cependant, les racines des herbes et des arbres sont généralement trop peu profondes pour réduire les érosions induites par des grosses tempêtes qui abaissent l'arrière-plage et sapent les dunes et les hauteurs.



Figure 3.40 **Exemple de végétation côtière, Siesta Key, Floride, États-Unis**
(source : USACE, district de Saint-Louis)

Les marais côtiers sont des environnements herbacés (à plantes sans tige ligneuse), situés sur le trait de côte et périodiquement inondés par des eaux salées ou saumâtres. Ils se rencontrent naturellement dans les zones intertidales de moyenne ou faible énergie, le long de fleuves côtiers soumis à la marée et dans les baies et estuaires. Deux types de marais salés côtiers sont distingués : les bas marais salés régulièrement inondés, qui sont considérés comme ayant le plus de valeur et habituellement les plus importants pour le contrôle de l'érosion, et les hauts marais salés irrégulièrement inondés.

Les herbes marines sont des plantes vasculaires sous-marines, principalement localisées dans les habitats à fonds meubles peu profonds, et forment fréquemment de larges prairies. Les plantes sont caractérisées généralement par de longues feuilles plates semblables à des herbes et ancrées dans le sédiment par des racines étendues. Les plantes maritimes se développent sur des sédiments sableux à argileux à des profondeurs inférieures à trois mètres. Elles ont la capacité de dissiper les actions des vagues et des courants, diminuant le transport sédimentaire et protégeant les côtes à faible énergie de l'érosion marine.

3.1.3.4 Effets du changement climatique sur les digues

Considérant que les digues sont construites pour une durée de vie établie à la conception, il est important de prendre en compte les changements potentiels dans les sollicitations, liés au changement climatique atmosphérique. La variabilité du climat pourrait affecter les sollicitations hydrauliques et l'érosion des sols en lien avec les précipitations extrêmes, les sécheresses ou les conditions de vents forts. Ces changements atmosphériques au cours du temps peuvent affecter l'intégrité structurale des digues. Par exemple, les événements pluvieux extrêmes ou l'augmentation du niveau de la mer contribueront à une exposition du système de défense contre les inondations à des sollicitations plus fréquentes et plus élevées. Dans les zones géographiques soumises à des conditions arides ou de sécheresse, les digues pourront souffrir de fissurations de surface. L'excès de végétation pourra également devenir une nuisance et conduire à des maintenances coûteuses pour les régions soumises à des hivers plus doux.

Les effets possibles sont variables autour du monde et chaque zone doit s'y adapter en utilisant les connaissances locales des tendances historiques et l'anticipation des changements à venir. Les changements climatiques peuvent concerner en particulier :

- pour les digues côtières :
 - l'augmentation du niveau marin ;
 - la hauteur et la direction des vagues – les hauteurs de vagues à proximité des côtes pourront être plus élevées et les transformations des caractéristiques des vagues pourront varier dans le contexte d'une hausse du niveau marin et d'une intensité croissante des tempêtes ;
 - la fréquence et l'intensité des tempêtes.
- pour les digues fluviales :
 - la fréquence des crues ou leur intensité ;
 - l'intensité des sécheresses.

Les éléments accessoires des systèmes de défense contre les inondations pourraient également être affectés par le changement climatique. Par exemple, avec l'occurrence d'une hausse du niveau marin, les stations de pompage pourraient être affectées négativement par des concentrations en sel élevées en entrée des pompes.

Les conditions climatiques pourraient affecter la conception des digues ou les autres caractéristiques du système de défense contre les inondations. Avec l'augmentation du niveau marin le long de la côte, le système pourrait être plus haut, plus robuste et conçu à des coûts plus élevés. Si les tendances historiques signalent que la région sera soumise à des inondations rapides, les caractéristiques de conception, comme le renforcement du talus en eau pour la protection contre les affouillements, devront tenir compte de ces situations probables. Des conditions de sécheresse intense pourraient également affecter les couvertures imperméables des digues. Se reporter au chapitre 9 pour plus d'informations concernant la conception des digues.

La construction des digues est également affectée par le changement climatique. Les opérations de construction pour une région géographique spécifique seront typiquement planifiées durant les saisons où le travail le plus efficace pourra être accompli. Par exemple, la plupart des activités de construction

ne sont pas planifiées durant les saisons de hautes eaux, à moins que les travaux ne soient associés à des efforts de réhabilitation d'urgence. Se reporter aux sections 10.1.2, 10.2.1 et 10.3.1 pour plus d'informations concernant les contraintes de projet et la planification spécifique en phase de construction de digue.

3.1.4 L'évolution de la fonction d'une digue au cours du temps

3.1.4.1 *Les changements dans un système de défense contre les inondations au cours du temps*

Pour évaluer pleinement les changements dans un système de défense contre les inondations, il est important de considérer tous les composants du modèle source - transfert - cible, tel que développé à la section 2.1.1.2.

De nombreux facteurs affectant les sources initiales peuvent contribuer aux changements dans les sollicitations.

Le changement climatique peut affecter la magnitude, la fréquence et la durée des événements météorologiques qui imposent des sollicitations sur le système de défense contre les inondations. Des modifications anthropiques dans l'environnement de la digue peuvent également affecter les sollicitations hydrauliques. Par exemple, la construction de barrages réservoirs, écrêtant les pics de crues et relarguant les eaux stockées en période d'étiage, peut aider à réduire le niveau d'eau et la durée de sollicitation sur les digues durant une crue.

Beaucoup de systèmes d'endiguement ont été édifiés à l'origine comme des digues agricoles, construites pour protéger les terres cultivées durant les périodes de crues. Depuis leur construction d'origine, un nombre significatif de digues ont été surélevées et élargies pour apporter une meilleure protection (cf. encadré 3.4). Les méthodes de construction utilisées pour surélever/élargir les digues agricoles existantes se sont appuyées sur la technologie disponible à l'époque de construction. Les terres agricoles initiales ont souvent changé d'usage et été urbanisées, nécessitant un système de défense plus vaste et plus important. Cependant, avec l'accroissement des infrastructures, la population, l'urbanisation et l'industrie se sont implantées et développées. L'urbanisation des terres dans la plaine inondable n'a typiquement pas été régulée par des lois strictes de développement prenant en considération les inondations saisonnières. Dans beaucoup de cas, de tels développements non régulés ont laissé en héritage un risque d'inondation des biens et des personnes, qu'aujourd'hui encore les gestionnaires du risque d'inondation tentent de gérer. En conséquence, des restrictions plus importantes concernant les empiètements et l'aménagement à proximité des digues sont aujourd'hui mises en place.

Beaucoup de digues sont des systèmes hérités, construits selon des pratiques locales, avant l'apparition des méthodes de la mécanique des sols moderne. Leur fiabilité est ainsi souvent incertaine face aux grands événements de crue. L'intégrité de ces systèmes est validée par la performance des digues lors des crues, durant lesquelles les défauts sont visibles. La nature cyclique des inondations a également des effets combinés qui diminuent leur fiabilité au fil du temps. Les avancées technologiques ont permis d'améliorer progressivement les composants des systèmes de défense contre les inondations. Par exemple, les digues construites dans les années cinquante pouvaient incorporer des tubes de drainage en matériaux à durée de vie limitée, alors qu'il existe aujourd'hui des méthodes telles que le tubage interne des canalisations existantes pour étendre leur durée de vie. Les capacités et l'efficacité des stations de pompage et des canalisations ont été grandement améliorées, ainsi que des éléments comme les portes ou fermetures avec l'apparition de grandes variétés de styles et de types parmi lesquels choisir.

Les systèmes de défense contre les inondations peuvent être modifiés suite à des crues générant des dommages. La façon d'envisager le financement des travaux et des entretiens change en même temps que s'accroît la perception des menaces. De même, l'expérience de la résilience des matériaux constitutifs aide à mieux planifier de futures conceptions et réparations de digues. Les dispositions des parties prenantes peuvent également évoluer *via* une meilleure compréhension et connaissance de la probabilité des inondations et des méthodes et technologies éprouvées pour la prévision de la météorologie, des événements, de l'estimation des dommages et des capacités d'alerte et d'évacuation en cas d'inondation.

Bien que la raison première de la construction d'une digue soit la réduction du risque d'inondation sur une zone particulière, au cours du temps les digues peuvent jouer un rôle secondaire comme présenté à la section 3.1.3. Un des rôles multifonctionnels des digues discutés en section 3.1.3 est le franchissement de réseaux utilitaires, mais il est préférable de réaliser une installation de tels réseaux utilitaires au-dessus ou au-dessous du système de défense contre les inondations, plutôt qu'un enfouissement en tranchées à travers le corps de la digue. Ces dernières années ont vu se réaliser des avancées significatives dans les méthodes permettant le forage dirigé des réseaux sous la fondation des digues.

Encadré 3.4
Évolution des digues du Mississippi

La construction initiale des digues le long du fleuve Mississippi remonte au début du XVIII^e siècle, avec des extensions, des connexions et des élargissements de ces digues au cours des siècles suivants.

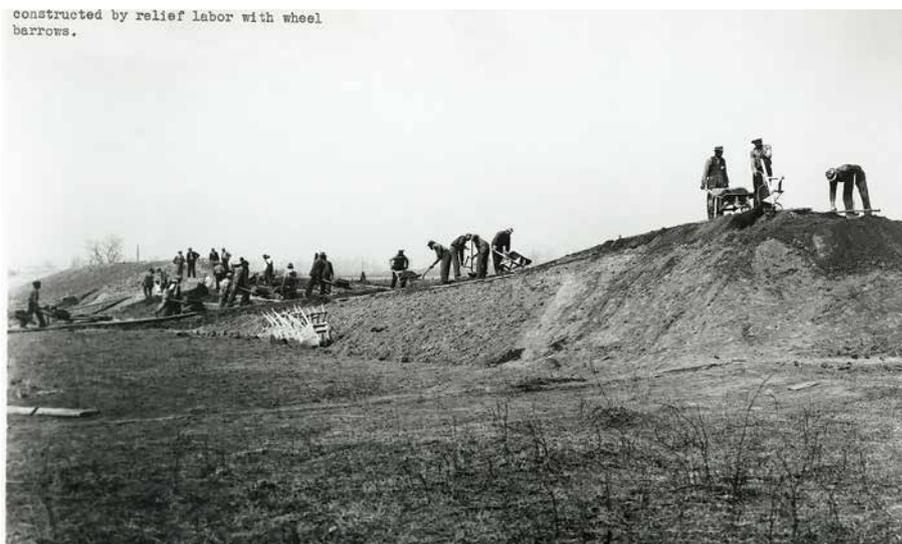


Figure 3.41 **Début de la construction des digues**
(source : USACE)

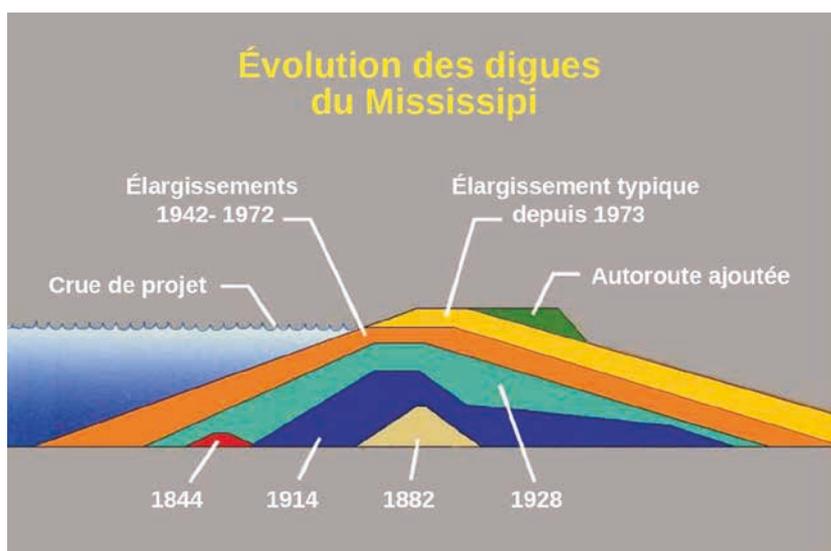


Figure 3.42 **Évolution des digues du fleuve Mississippi, Sacramento, Californie, États-Unis**
(source : USACE)

3.1.4.2 *Changement de l'usage des propriétés adjacentes et des conditions environnantes*

Les secteurs situés à proximité des côtes et des lits des fleuves étaient historiquement peu peuplés et constitués de zones naturelles ou de cultures agricoles. Dans les régions basses densément peuplées, les habitations et les entreprises furent construites à proximité des fleuves et des mers, et le plus souvent le long des digues, pour des raisons d'accès à l'eau. Cela facilitait le transport de produits et de matériaux par voie d'eau, l'utilisation des ressources locales de matériaux appropriés de fondation, et apportait la satisfaction de vivre à proximité de la rivière ou de la mer. Beaucoup de ces zones furent ainsi progressivement urbanisées (cf. figure 3.43). Les caractéristiques de ces sites ont changé de manière drastique avec l'élimination de la végétation naturelle, la modification des sols et la construction de bâtiments, de réseaux de drainage et de surfaces imperméables. Toutes ces actions ont augmenté le ruissellement lors d'événements pluvieux orageux et provoqué une augmentation des pics de débits de crue, des volumes d'eau et de la fréquence des inondations à proximité des rivières et des fleuves (cf. encadré 3.5).



Figure 3.43 **Urbanisation à proximité d'un chenal fluvial**
(source : USACE)

Quand l'urbanisation n'est pas encore intervenue, les propriétés à proximité des masses d'eau peuvent être soumises à une restriction de développement, pour constituer une zone tampon en cas d'événements de forte hauteur d'eau ou pour maintenir les caractéristiques naturelles du site et des habitats pour la vie sauvage. Comme discuté précédemment dans ce chapitre (cf. sections 3.1.1 et 3.1.1.1), le scénario idéal pour construire un nouveau système de défense contre les inondations le long du lit d'un fleuve est d'intégrer suffisamment d'espace entre le lit mineur et les digues pour recueillir les volumes d'eau en excès durant les événements de crue.

Encadré 3.5

Effet de l'occupation des sols sur l'intensité des inondations

(d'après Konrad, 2005)

« L'occupation des sols et les autres activités humaines influencent le pic de crue des inondations en modifiant la manière dont les pluies et la fonte des neiges sont stockées et ruissellent en surface et vers les cours d'eau. Dans les zones non développées, telles que les forêts et les prairies, les précipitations et la fonte des neiges sont collectées et stockées par la végétation, la colonne de sols ou les dépressions de surface du terrain. Lorsque cette capacité de stockage est remplie, le ruissellement se fait lentement au travers des sols en écoulement souterrain. Par contraste, les environnements urbains, où la plupart des surfaces sont couvertes par des routes et des habitations, présentent moins de capacité de stockage des précipitations et de la fonte des neiges. La construction de routes et de bâtiments implique souvent l'enlèvement de la végétation, des sols et des dépressions de la surface du terrain. Le sol perméable est remplacé par des surfaces imperméables telles que des routes, des toits, des parkings et des trottoirs qui ne stockent que peu d'eau, empêchent l'infiltration de l'eau dans les sols et accélèrent le ruissellement vers les fossés et les cours d'eau. Parfois, dans les zones de banlieue, où les pelouses et les autres aménagements perméables sont communs, les précipitations et la fonte des neiges peuvent saturer les sols fins et produire des écoulements en nappe qui ruissellent rapidement. Des réseaux denses de fossés et de caniveaux dans les villes réduisent la distance que doivent parcourir les ruissellements de surface ou souterrains pour atteindre les rivières et les fleuves. Lorsque l'eau entre dans un réseau de drainage, elle s'écoule plus rapidement qu'en surface ou en sous-sol. »

L'augmentation relative du pic de crue est plus importante pour les petites crues fréquentes que pour les grandes inondations moins fréquentes (cf. tableau 3.3 et figure 3.44).

Tableau 3.3 Effets du développement urbain sur les pics d'inondation et de crue

Fréquence de l'inondation	Probabilité annuelle de dépassement du débit de pic de crue (%)	Augmentation du débit de pic de crue liée au développement urbain (%)
2 ans	50	100-600
10 ans	10	20-300
100 ans	1	10-250

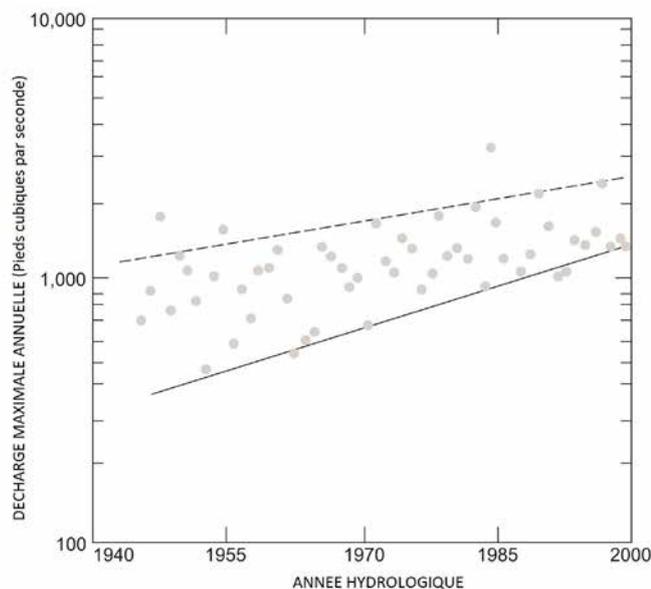


Figure 3.44 Débit maximal annuel par année hydrologique pour les grandes et petites crues

L'augmentation relative du débit annuel maximum à Salt Creek, Illinois (station de jaugeage 05531500 de l'USGS) a été plus importante pour les petites crues (ligne continue, moins de 95 % des débits annuels maximum de la période d'enregistrement) que pour les crues importantes (ligne pointillée, plus de 95 % des débits annuels maximum pour la période d'enregistrement).

Les effets du développement urbain dans la seconde moitié du XXe siècle sont évidents à Salt Creek, Illinois. À l'exception de l'inhabituelle crue majeure de 1987, le débit des crues importantes a augmenté de 100 % (d'environ 28 m³/s à 56 m³/s), tandis que le débit des crues mineures a augmenté de près de 200 % (de près de 11 m³/s à 34 m³/s). Cependant, une faible augmentation du pic de débit d'une grande crue peut générer également une augmentation des dégâts dus à l'inondation.

3.1.4.3 Coordination des fonctions des digues au cours du temps

La gestion et la coordination des différentes fonctions d'une digue peuvent être administrées par de nombreuses parties prenantes au cours du cycle de vie d'une digue (cf. encadré 3.6). Par exemple, de nouvelles digues peuvent être financées et construites par des organisations gouvernementales, puis remises à d'autres entités qui en assurent le fonctionnement et la maintenance. Beaucoup de systèmes de digues existants ont été construits par des parties prenantes privées (fermiers et propriétaires locaux), dont les descendants assurent encore aujourd'hui le fonctionnement et la maintenance.

Dans le cycle de vie d'une digue, de nombreuses parties prenantes ont des responsabilités spécifiques qui dépendent de la phase du cycle de vie. Avant la construction d'une digue, seront impliqués des aménageurs, des environnementalistes, des gestionnaires du risque d'inondation, des géomètres et des concepteurs. Lorsque la géométrie est établie et les droits de propriété acquis, la construction de la digue commence. Pour une liste détaillée des parties prenantes impliquées dans la construction des digues, (cf. tableau 10.4). Durant la phase d'après-construction, une organisation responsable sera missionnée pour assurer le fonctionnement et la maintenance du système de défense contre les inondations (cf. chapitre 4). Durant cette phase du cycle de vie de la digue, des investigations spécifiques et des études d'analyse de risque seront réalisées par une partie prenante désignée pour identifier toute action corrective afin de réduire les risques possibles concernant la performance de la digue.

Les modifications de la digue, en raison du développement à proximité ou pour d'autres besoins, sont inévitables. Dans ce cas, d'autres parties prenantes seront impliquées dans la conception ou la construction correcte des modifications de la digue. Par exemple, il peut être nécessaire d'installer un réseau utilitaire au travers du remblai de la digue. Cette action peut impliquer les parties prenantes associées à la digue, le gestionnaire ou propriétaire de la digue, son opérateur, les autorités politiques, un concepteur, un constructeur et le propriétaire ou gestionnaire du réseau utilitaire. Bien que leurs effets soient non intentionnels, ceux-ci peuvent également affecter les personnes habitant ou travaillant dans la zone endiguée. Des garanties, comme l'autorisation de modification, doivent être mises en place pour prévenir des méthodologies de conception ou construction inadaptées, ayant un impact négatif sur la digue et générant des dommages ou contribuant à l'apparition de brèches.

Si le besoin de lutter contre une crue apparaît, de nombreuses parties prenantes s'associeront pour prévenir l'inondation de la zone endiguée (pour de plus amples informations sur la préparation à la crise, (cf. section 6.3).

Finalement, le déclassement d'un système d'endiguement peut s'avérer nécessaire. Les agences gouvernementales auront typiquement un rôle essentiel à jouer dans ce processus de déclassement.

Encadré 3.6

Les parties prenantes d'un nouveau système d'endiguement à financement fédéral aux États-Unis

Le tableau 3.4 liste les parties prenantes et leurs responsabilités durant le cycle de vie d'un nouveau système d'endiguement à financement fédéral aux États-Unis.

Tableau 3.4 Parties prenantes et responsabilité au cours du cycle de vie d'une digue

Étapes du cycle de vie	Agence fédérale	Gestion de crise locale/ étatique	Autres agences partie- prenante	Politique	District hydrographique et d'endiguement	Public	Constructeur	Concepteur	Entreprise de travaux publics
Esquisse/Aménagement	R	C	C	C	C	C	-	*	C
Conception	O/S	C	C	C	C/S	C	*	*	C
Construction	O	C	C	C	O	C	R	*	C
Exploitation et maintenance	O	C	C	C	R	C	*	*	S
Inspections et évaluations	R	C	C	C	C	C	-	-	C
Adaptations et modifications	O	C	C	C	C	C	*	*	*
Lutte contre les inondations	S	S	C	C	S	S	-	-	C
Déclassement	R	C	C	C	C	C	-	-	C

Notes

* suivant les circonstances, la partie prenante peut être consultée ou impliquée dans cette étape du cycle de vie.

S = responsabilité partagée

R = partie responsable

O = surveillance/approbation

C = communication/coordination

Certaines agences fédérales américaines adoptent une approche partenariale sur les digues en engageant activement les parties prenantes non fédérales dans la phase de développement politique des projets.

3.2 FORMES ET FONCTIONS DES COMPOSANTS DES DIGUES

3.2.1 La définition des composants des digues

3.2.1.1 Du système de défense contre les inondations aux composants des digues

Comme discuté dans la section 3.1 un système de défense est divisé en différentes parties dont certaines peuvent être des tronçons individuels de digue.

Un segment de digue est défini par une fonction spécifique dans le système de défense et une section en travers particulière. Cette section en travers reflète un assemblage de structures élémentaires appelées composants. Ces composants ont des fonctions individuelles et spécifiques pour maintenir l'intégrité de l'ensemble du tronçon de digue. Chaque type de tronçon de digue est défini par une association de différents composants qui produisent une géométrie de la section en travers et une forme particulière de la digue. Une variation de la fonction, un changement de l'un des composants ou une différence dans la configuration générale de la section transversale de la digue conduisent à un changement de tronçon de digue (cf. figure 3.45).

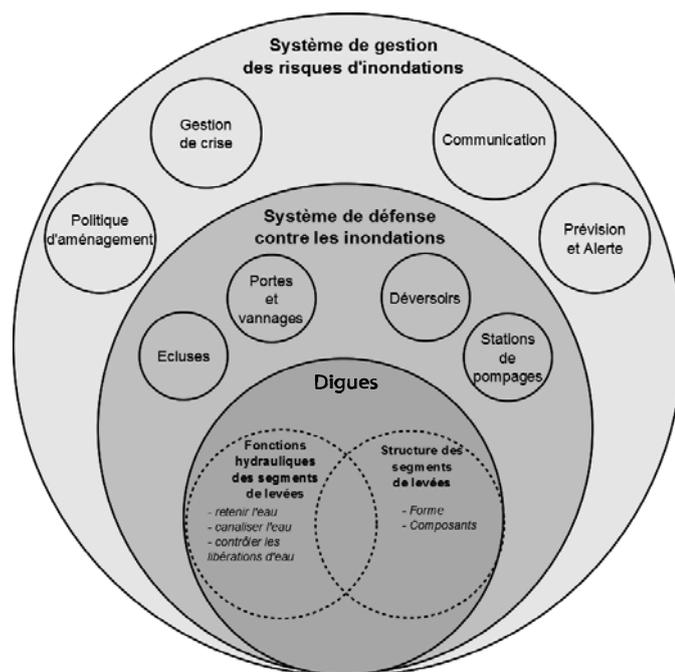


Figure 3.45 **Parties du système de défense contre les inondations à la section transversale de la digue**
(source : Y. Deniaud)

Quel que soit leur environnement, les tronçons de digues sont exposés à des sollicitations externes. Pour garder leur intégrité et assurer la performance de leur fonction principale, les tronçons de digues doivent être adaptés à ces conditions de sollicitations. Conformément à la section 3.5, les digues doivent être adaptées pour résister :

- à l'érosion externe ;
- à l'érosion interne ;
- aux instabilités.

Chaque tronçon de digue est généralement conçu pour une période de retour estimée particulière de niveau d'eau et devrait résister à la défaillance jusqu'à cette hauteur. La performance globale du système est définie par le plus bas en altitude ou le plus instable de tous les tronçons. Par exemple, le profil altimétrique d'une digue stable est constamment cinq mètres au-dessus du niveau moyen de la mer, à l'exception d'une région où une route traverse la digue, ce qui conduit à une portion de digue située seulement à quatre mètres au-dessus du niveau moyen de la mer. Dans cette situation, la portion de digue située à quatre mètres d'altitude définit le niveau de protection apporté par le système dans sa globalité, jusqu'à ce qu'il y soit remédié.

Une relation directe existe entre la fonction de la digue et sa performance, liée au contrôle des inondations dans son environnement. Typiquement, les tendances historiques et les caractéristiques de site prescrivent le type de système de défense contre les inondations d'un environnement spécifique, bien que des contraintes économiques puissent également entrer en compte. Il serait ainsi inapproprié de construire une protection de talus de digue renforcée côté eau pour un système qui ne doit pas, ou ne devrait pas, subir l'action des vagues ou de l'affouillement.

3.2.1.2 Les fonctions des composants de digue

Pour remplir la fonction souhaitée, un tronçon de digue doit être constitué de composants compatibles avec les sollicitations engendrées par l'environnement de la digue, permettant la rétention de l'eau jusqu'au niveau de conception. Cela nécessite :

- une protection contre l'érosion de surface/externe sur le côté eau, la crête et peut-être sur le côté terre ;
- une résistance à l'érosion interne ;
- une stabilité de la masse de la digue construite, incluant la stabilité de la fondation.

Pour atteindre ces objectifs, les fonctions structurelles individuelles suivantes doivent être assurées par les composants d'un tronçon de digue :

- **Protection externe** : les digues sont exposées aux agents externes (vagues, courants, pluies, ruissellement, activités humaines et animales), qui produisent des contraintes hydrauliques et mécaniques pouvant conduire à une érosion externe de la digue. L'apport d'une protection évite ces effets négatifs sur la structure de la digue. Il s'agit d'un revêtement (naturel ou artificiel) qui agit pour absorber et réduire les effets des agents externes sur le noyau de la digue.
- **Stabilité** : un tronçon de digue doit demeurer stable sous des conditions normales ou défavorables. La masse de la digue et les caractéristiques des matériaux de remblai doivent apporter suffisamment de force de résistance pour être stable en conditions sèches et pour équilibrer les forces hydrostatiques dues à la différence de niveau de part et d'autre de la digue en conditions de crues.
- **Imperméabilité** : quelle que soit sa fonction principale, une digue retiendra une quantité d'eau durant une période donnée. Pour cela, la quantité d'eau transitant au travers de la digue doit être limitée. La contrôler est l'objectif du complexe d'imperméabilité.
- **Drainage** : les eaux interstitielles sont une source majeure de détérioration et d'endommagement des remblais en terre. Un accroissement de la pression interstitielle dans ou sous une digue en terre peut générer une érosion interne ou une instabilité du noyau du remblai. Pour prévenir de tels mécanismes, la pression interstitielle doit être gérée et rabattue par un système de drainage approprié, dont l'objectif est d'extraire et d'évacuer l'eau en dehors de la digue.
- **Filtration** : l'eau transitant au travers d'une digue peut induire une migration des particules de sol, particulièrement lorsque les tailles de ces particules sont hétérogènes, ou lorsque différentes couches aux caractéristiques de tailles de particules différentes sont présentes. Cette migration altère les propriétés requises pour les différentes couches, peut accroître leur perméabilité et réduire leur résistance. La digue est alors plus fragile et peut subir une défaillance. Pour éviter de telles pertes de particules, la filtration doit être assurée. Cela peut être effectué à l'échelle d'une couche de sol par une composition granulométrique graduée spécifique (auto-filtration) ou à l'échelle de plusieurs couches ou composants par des règles spécifiques sur la taille des particules appliquées à chacune de ces couches ou chacun de ces composants (règles de Terzaghi, voir section 8.5.5.1).

Cette liste mentionne les fonctions structurelles génériques et couvre la majorité des cas. Il est toutefois toujours possible de considérer d'autres fonctions lorsque est menée une analyse plus approfondie d'autres scénarios individuels.

Dans tous les cas, les fonctions des composants des digues se conjuguent aux fonctions hydrauliques ainsi qu'à celles de la conception structurelle d'un tronçon de digue (cf. figure 3.46).

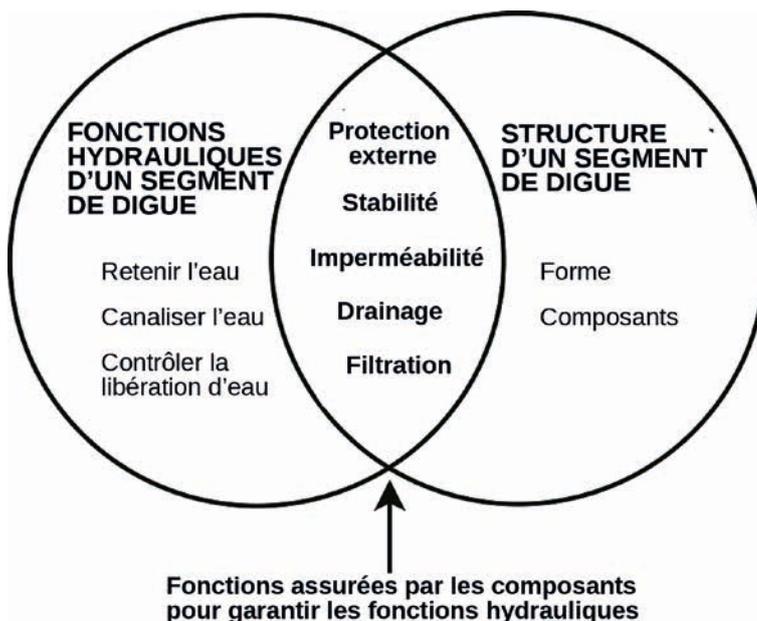


Figure 3.46 Fonctions des composants et fonctions hydrauliques et structurelles d'un tronçon de digue (source : Y. Deniaud)

3.2.2 Les principaux composants des digues

Les digues sont des agencements de composants qui fournissent des fonctions individuelles adaptées aux sollicitations. Les composants décrits à la figure 3.47 peuvent être présents dans une digue, sans être tous inclus ni toujours tous nécessaires. Cette coupe transversale et les informations suivantes de la section illustrent la position des composants. Elles ne doivent pas être directement utilisées en document de conception.

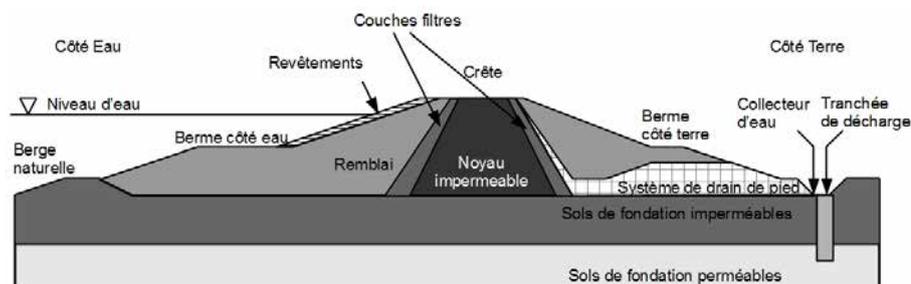


Figure 3.47 Composants individuels des digues

3.2.2.1 Sols de fondation

Description

Les sols de fondation sont les sols situés sous les digues qui interagissent avec elles (cf. figure 3.48). Ils peuvent être très complexes et leurs caractéristiques hautement variables en termes de résistance ou de perméabilité. Bien qu'ils ne soient pas à stricto sensu des composants, les sols de fondation doivent être systématiquement pris en compte dans l'analyse et la conception d'une digue.

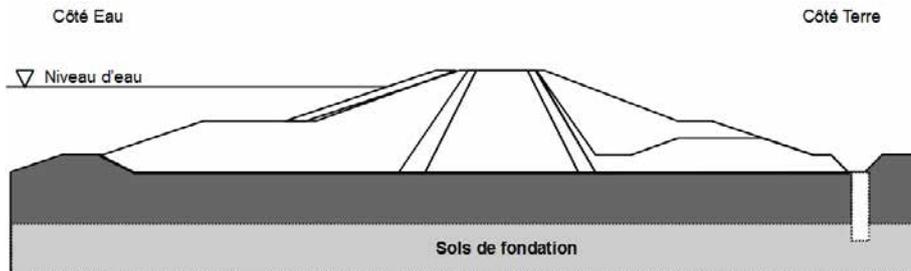


Figure 3.48 Sols de fondation

Fonctions

Les sols de fondation :

- supportent le poids de la digue et doivent lui procurer un support stable ;
- assurent des fonctions d'imperméabilité et de filtration.

Aspects techniques

Le tableau 3.5 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.5 Enjeux techniques concernant la fondation

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitress
Caractéristiques des fondations	Principaux paramètres d'entrée de la conception des digues, les paramètres géologiques, géotechniques et hydrauliques des sols doivent être déterminés au travers de tests et d'investigations de terrain ou de laboratoire.	7.7, 7.8, 7.9
Compatibilité entre composants et fondations	Les calculs géotechniques et hydrauliques déterminent la compatibilité de la conception de la digue avec les conditions environnementales et mécaniques du site.	8

3.2.2.2 Remblais

Description

Principaux composants en volume d'une digue et communs à tous les types de digues, les remblais (cf. figure 3.49) sont habituellement constitués de matériaux de sols cohésifs ou granulaires (argiles, limons, sables et graviers). Dans la majorité des cas, ces remblais proviennent de matériaux locaux disponibles. À l'occasion, des besoins spécifiques nécessitent de faire appel à des matériaux de meilleure qualité en provenance de zones d'emprunt en dehors du site de construction ; auquel cas, les remblais sont transportés sur le site de la digue avant d'être mis en place.

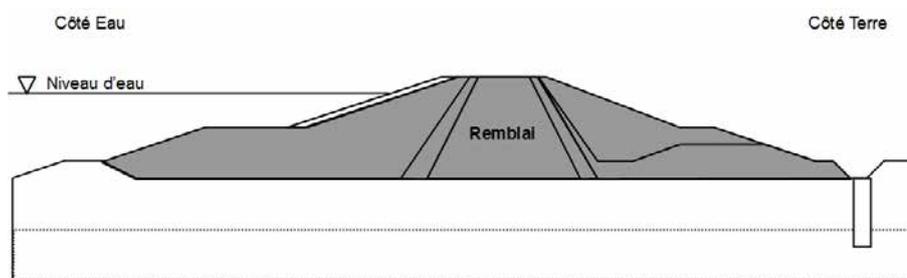


Figure 3.49 Remblais

Fonctions

Les remblais doivent remplir les fonctions suivantes :

- assurer la stabilité par un effet de masse du corps de digue face à la pression de l'eau ;
- limiter les infiltrations au travers du corps de digue.

Aspects techniques

Le tableau 3.6 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.6 Enjeux techniques concernant les remblais

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Conformité des matériaux de remblai	<p>Le choix des matériaux de remblai (au regard des analyses multi-critères) influencera considérablement le type de digue et la géométrie de sa section.</p> <p>Comme la fonction première du remblai est d'apporter une masse pour assurer la stabilité face à la pression de l'eau, en utilisant essentiellement les matériaux locaux disponibles, les propriétés géotechniques de ces matériaux ne sont pas toujours optimales. Par exemple, les remblais sableux assureront la stabilité par leur poids propre, mais auront de médiocres caractéristiques concernant la perméabilité et la résistance à l'érosion. En fonction de la nature des matériaux, les remblais seront sujets à une large gamme de mécanismes de détérioration et d'endommagement (érosion externe et interne, glissements rotationnels superficiels ou profonds, fissuration et tassement). La qualité des remblais disponibles orientera la sélection des autres composants de la digue.</p>	7.7, 7.8, 9.13, 10.4.2
Degré de compactage	<p>Les remblais compactés sont généralement constitués de matériaux cohésifs tels que des argiles ou des limons. Les types de compactage, de contrôle des teneurs en eau et de matériaux déterminent la raideur des pentes de talus des digues sur le plan de la stabilité, à condition que les fondations disposent de la capacité portante et de la résistance mécanique au cisaillement suffisantes.</p> <p>Là où les fondations sont faibles et compressibles, une construction avec des matériaux de remblai de grande qualité n'est souvent pas justifiée, puisque ces fondations ne supporteront que des digues à faibles pentes de talus.</p> <p>Des remblais semi-compactés sont également mis en œuvre lorsque les sols d'emprunt à grains fins sont plus humides que l'optimum Proctor, ou dans les constructions de digues très basses, où d'autres considérations dictent la réalisation de pentes de talus plus faibles que nécessaire à la stabilité.</p> <p>Les remblais hydrauliques sont essentiellement constitués de sables et de graviers perméables et sont plus susceptibles de liquéfaction. La haute perméabilité des remblais doit être compensée par un plus long chemin hydraulique requérant une plus grande emprise au sol. Les remblais hydrauliques seront également rapidement érodés par les franchissements ou lorsque la couverture imperméable sera traversée. Ils doivent ainsi être associés avec un revêtement externe apportant une protection contre l'érosion externe.</p>	10.4.3.4
Équilibre des volumes de remblai et stabilité de la digue	<p>Les pentes de talus des digues dépendent de la stabilité du remblai (matériau et compactage). La conception des pentes est un compromis à trouver entre minimisation des emprises et des volumes (pentes plus raides) et maximisation de la stabilité (pentes plus douces). La section du remblai doit être conçue en considérant la hauteur attendue de la digue, l'espace disponible, le matériau utilisé et les sollicitations externes. Dans la plupart des cas, le remblai sera conçu pour être autostable.</p>	5.5, 9.5

3.2.2.3 Noyaux et masques imperméables

Description

Parfois, les couches de remblai ne permettent pas d'assurer une imperméabilité suffisante en raison de leurs faibles caractéristiques hydrauliques (remblais constitués de sables et de graviers). D'autres composants sont alors nécessaires pour assurer l'imperméabilité :

- un noyau imperméable, constitué soit de matériaux imperméables (argile), soit d'un mur écran en bentonite (cf. figure 3.50), peut être ajouté en partie centrale de la section en travers de la digue ;
- un remblai à faibles caractéristiques hydrauliques peut également être recouvert d'une couche externe (revêtement ou masque) en argile ou tout autre matériau à faible perméabilité (cf. figure 3.51)

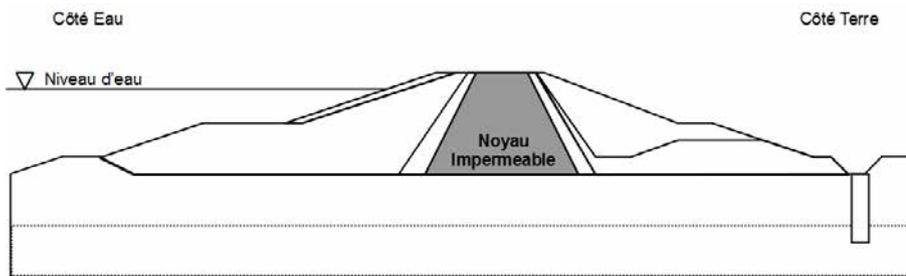


Figure 3.50 Noyau imperméable

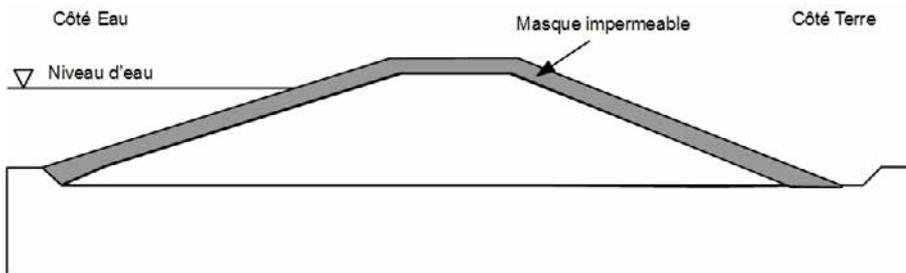


Figure 3.51 Masque imperméable

Fonctions

Les noyaux imperméables :

- participent à la résistance à l'eau et réduisent les infiltrations.

Les masques imperméables :

- participent à la résistance à l'eau et réduisent les infiltrations ;
- participent à la protection contre l'érosion.

Aspects techniques

Le tableau 3.7 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.7 Enjeux techniques concernant les noyaux et masques imperméables

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Imperméabilité du noyau	La hauteur du noyau imperméable est déterminée par la hauteur de la digue, là où l'eau est contenue jusqu'à cette hauteur mais pas plus haut. Une règle générale veut que les composants imperméables soient continus, de la fondation à la crête de l'ouvrage. Comme structure imperméable, le noyau doit être ancré dans les sols de fondation. Cependant, le noyau de la digue ne nécessite qu'une perméabilité relative et non pas une imperméabilité absolue, son objectif étant de contenir l'eau temporairement, durant un épisode de crue. L'épaisseur du masque est en relation étroite avec les caractéristiques et les propriétés du matériau utilisé.	9.8, 9.13, 10.4, 10.5
Degré de compactage	Le compactage des matériaux argileux doit être effectué avec précaution. Il peut présenter des difficultés et requiert un contrôle spécifique de la teneur en eau. Les propriétés du matériau du noyau doivent être étudiées avec précision.	7.7, 7.8, 10.4.3.4

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Effets de l'humidification et de la sécheresse	Les environnements arides ou secs, ou des conditions de sécheresse saisonnière peuvent induire des fissurations de surface des matériaux argileux exposés à ce type de phénomène atmosphérique (alternance de périodes humides et sèches). La fissuration interviendra plus fréquemment dans les zones où la sécheresse affecte la digue. Ce mécanisme de détérioration affectera particulièrement les masques imperméables. Il sera plus difficile d'étudier un tel mécanisme dans un noyau imperméable. Les sols cohésifs de haute plasticité présenteront généralement un potentiel de retrait-gonflement plus important, en lien avec les changements de teneur en eau. Un potentiel de gonflement plus élevé est généralement associé à un index de plasticité plus important.	4.12
Problèmes d'interface entre le remblai et le noyau	Un noyau imperméable d'argile ou de limons pourra être sujet à l'érosion interne, particulièrement l'érosion de contact à la jonction entre le noyau et le remblai. Pour éviter ce problème, une attention doit être portée au respect des conditions de filtre à l'interface entre le remblai et le noyau. Des couches filtres peuvent être nécessaires.	8.5, 9.8
Soulèvement et glissement d'un masque imperméable	Un masque imperméable en couverture d'un remblai perméable peut être affecté par des soulèvements et des glissements si la pression interstitielle ne se dissipe pas suffisamment rapidement pendant et après un événement de crue. La conception et le calcul de l'épaisseur et des propriétés de la couche imperméable doivent prendre en compte la situation de vidange rapide de l'eau après un événement de crue.	8.5, 8.6, 9.7

3.2.2.4 La crête

Description

La crête est la surface supérieure ou le couronnement relativement plat de la digue, il s'agit souvent d'une surface horizontale. (cf. figure 3.52). Suivant la digue, la crête peut agir comme un déversoir (lorsque la fonction secondaire de la digue est le déversement contrôlé de l'eau) ou simplement comme une protection contre les infiltrations d'eau, et les détériorations provoquées par les accès (lorsque la digue n'est pas franchie par l'eau). Les crêtes non protégées ne devraient être adoptées que là où des tronçons déversoirs sont présents et intégrés au système (cf. sections 3.1.1, 3.4.1 et 9.14).

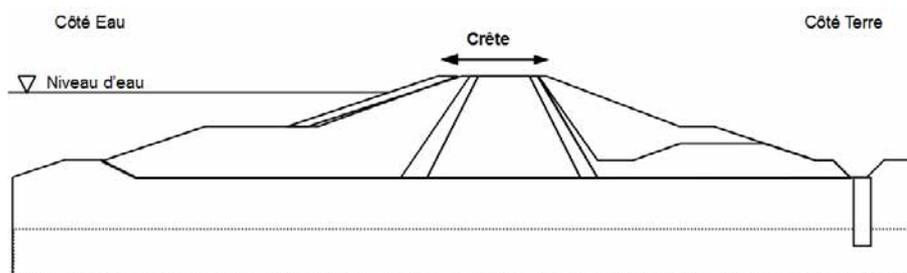


Figure 3.52 Crête

Fonctions

La crête de digue est un composant essentiel aux usages multi-fonctionnels, car elle apporte :

- une protection contre les agents externes qui peuvent induire de l'érosion (pluie, eau dans le cas de débits franchissants)
- un accès (pour la maintenance, la circulation, les loisirs, etc...).

Aspects techniques

Le tableau 3.8 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.8 Enjeux techniques concernant la crête

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Rôle de la crête de digue dans le système de défense contre les inondations	La hauteur de crête est parfois à tort associée au niveau de protection. Il doit être rappelé que les digues ne sont pas toujours conçues pour contenir l'eau jusqu'au niveau de leur crête. Une analyse de risque doit être conduite, pour prendre en compte les incertitudes hydrauliques et établir le niveau nominal de conception de la crête. Des analyses déterministes appuyées sur les propriétés physiques de la fondation et des matériaux de remblai doivent être mises en œuvre pour définir le niveau final de la crête.	8.2, 9.5
Largeur de crête appropriée	La largeur de la crête dépend largement de la constructibilité et de tous les accès requis. La largeur de crête doit être considérée comme une partie de la géométrie globale dans l'évaluation des déversements/franchissements, etc.	8.2, 9.5
Protection de surface (cf. section 3.2.2.5)	La crête est habituellement recouverte d'herbes, d'asphalte ou de graviers pour une protection contre l'érosion et l'orniérage. Dans le cas d'une digue conçue pour être submersible et agir comme déversoir, la conception du revêtement nécessite une attention spécifique.	9.6, 10.4, 10.5

3.2.2.5 Les revêtements

Description

Les revêtements agissent à l'interface entre l'environnement externe et la digue, sur les deux pentes de talus côté « eau » et côté « terre » (cf. figure 3.53).

Parfois appelées « revêtement » ou « blindage », les protections de talus côté « eau » sont souvent construites comme assurance complémentaire à la stabilité de la digue permettant de résister aux propriétés érosives.

Les revêtements sont habituellement constitués d'herbe, d'enrochements, d'asphalte, de systèmes de géotextiles ou de confinements cellulaires, mais de nombreux autres matériaux peuvent être employés, comme détaillé en section 4.13.

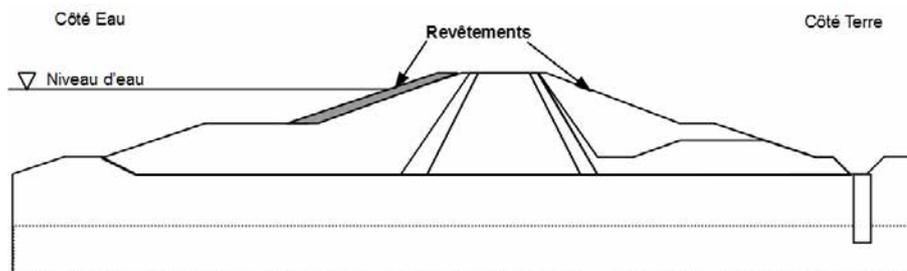


Figure 3.53 Revêtements

Fonctions

Les revêtements apportent les fonctions suivantes :

- sur le côté « eau » :
 - protéger la digue de l'érosion externe provoquée par les courants et l'action des vagues. Dans les environnements côtiers, des éléments de rugosité ou des pentes partiellement couvertes d'enrochements sont souvent utilisés pour augmenter la rugosité de surface et réduire les hauteurs de jet de rive et les débits de franchissements ;
- sur le côté « terre » (les revêtements sur la crête sont implicitement compris comme partie intégrante de la crête) :
 - protéger contre l'érosion provenant du ruissellement de surface et d'autres agents non hydrauliques ;
 - (éventuellement) protéger contre l'érosion générée par le déversement et le franchissement, particulièrement pour les digues côtières ou les digues submersibles.

Aspects techniques

Le tableau 3.9 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.9 Enjeux techniques concernant les revêtements

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Types de revêtements appropriés	Des lignes directrices et des disciplines spécifiques sont adaptées à chaque technique ou matériel mis en œuvre. Les exemples et recommandations suivants ne sont pas exhaustifs. Les couvertures enherbées doivent être adaptées à l'environnement de la digue. Les revêtements enherbés suivent des principes d'analyse des conditions de cisaillement et des considérations botaniques. Les revêtements construits en enrochements sont conçus en relation avec la stabilité (CIRIA, CUR, Cerema, 2007).	8.2, 8.4, 9.6, 10.5.3, 4.13, 4.5
Types de matériaux appropriés	Les matériaux sélectionnés pour blinder ou protéger une digue doivent être définis et sélectionnés de manière cohérente avec les sollicitations environnementales prévues (CIRIA, CUR, Cerema, 2007).	7.6.1, 7.9, 9.6, 10.4
Faiblesse des transitions	Les transitions entre le revêtement côté « eau » et le remblai et entre un remblai avec revêtement et un remblai sans revêtement, sont des points faibles nécessitant une attention spécifique. Elles sont sujettes à des comportements différentiels qui peuvent affecter l'intégrité de la digue.	4.16, 9.6, 9.11
Considérations esthétiques et environnementales	Le revêtement est un composant visible de la digue, c'est pourquoi les aspects esthétiques doivent être considérés. Les objectifs secondaires des plantations sur les remblais de digues et à proximité des murs antismersions sont d'harmoniser l'environnement naturel et humain avec les alentours, d'améliorer les structures, de contrôler les poussières et l'érosion, de séparer les activités, d'apporter un espace personnel ou de filtrer les caractéristiques indésirables, d'apporter un habitat accessoire pour la faune sauvage ou de créer un environnement agréable pour les loisirs. Bien que l'esthétique soit importante, l'intégrité et la possibilité d'inspecter la digue doivent rester les facteurs prédominants pour les aménagements paysagers. L'esthétique doit être considérée dans la conception des digues dans la perspective de protéger l'environnement et de fondre la digue dans son environnement alentour. Lorsque c'est possible, le projet doit apparaître comme une extension naturelle de la topographie locale.	9.6
Perte de protection liée à la détérioration du revêtement	L'apparence et les caractéristiques observables sur les revêtements sont des indicateurs visibles de l'état de la digue. Les revêtements sont sujets à des détériorations causées par les agents externes (courants, vagues, accès humain, creusement, tassement, soulèvement).	4.5, 4.6, 4.9, 4.13, 4.16
Effet de la hauteur de crête sur le franchissement des digues côtières	Pour des raisons visuelles ou de coûts, certaines digues côtières ont des crêtes abaissées, qui permettent des franchissements plus importants. Dans ce contexte, le talus côté « terre » doit être protégé contre l'érosion provoquée par les courants liés aux franchissements ou aux déversements.	8.2, 8.4, 9.6

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Érosion externe des sections déversoirs	Dans le cas d'une digue agissant comme un déversoir, la conception du revêtement côté « terre » nécessite une attention spécifique pour résister à l'érosion externe, aux infiltrations et aux glissements. Un ressaut hydraulique pouvant être source de dommages doit être anticipé dans la conception du pied de talus côté « terre ».	8.2, 8.4, 9.6

3.2.2.6 Les risbermes

Description

Typiquement construite comme une extension de la digue sur un côté du système d'endiguement et de défense contre les inondations (cf. figure 3.54), une risberme est habituellement constituée de matériaux de remblai ou rocheux.

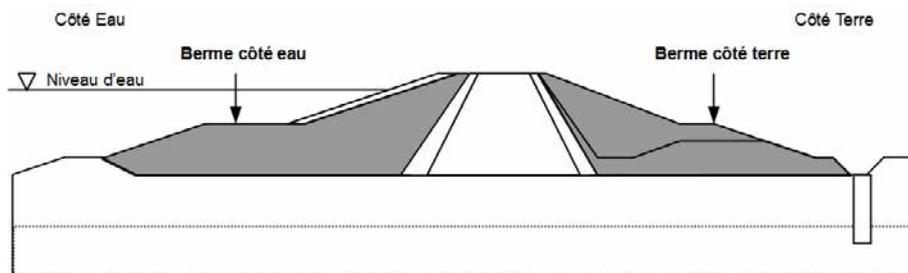


Figure 3.54 Risbermes

Fonctions

Les risbermes aident à :

- stabiliser la digue par l'accroissement du poids en pied d'ouvrage ou adoucissement général de la pente de talus ;
- stabiliser la digue par allongement du chemin hydraulique sous ou au travers du corps de digue ;
- réduire les effets des surcotes et des jets de rive liés aux vagues ainsi que les franchissements, diminuant ainsi les sollicitations sur la digue (Pullen et Alsop, 2007 ; Taw, 2002).

Les risbermes sont de différents types : drainées, non drainées et perméables. Elles peuvent également être construites pour des raisons d'inspection ou de maintenance des digues. L'existence d'une risberme côté mer, dédiée à l'inspection de la digue, est typique des digues côtières construites aux Pays-bas ; elle doit alors pouvoir supporter les efforts d'un trafic routier, mais elle n'est pas conçue pour avoir un effet sur la stabilité du talus côté mer. Quand sa conception est adaptée, elle peut avoir un effet positif sur le jet de rive des vagues.

Aspects techniques

Le tableau 3.10 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.10 **Enjeux techniques concernant les risbermes**

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Type de risberme et géométries appropriées pour le contrôle des infiltrations et de l'érosion interne	<p>La risberme drainée permet aux écoulements de se développer normalement, mais sa conception doit intégrer une couche filtre (sable/gravier ou géotextile) construite sur l'ensemble de l'interface entre la risberme et le sol de fondation. Cette couche filtre a pour rôle d'assurer l'absence de migration des particules fines des sols de fondation. Une couche de drainage (gravier/enrochement drainant) surmonte la couche filtre. Parfois, des canalisations sont intégrées à la couche de drainage pour aider à la collecte et à la décharge des infiltrations et suintements. Les couches de filtre et de drainage sont recouvertes de sols pour apporter une protection et aider au maintien en place des matériaux.</p> <p>Une risberme non drainée n'inclut pas de couche de drainage. Elle est généralement construite avec des sols de perméabilité identique ou inférieure aux sols de surface rencontrés à proximité du pied de l'ouvrage, et apporte un poids additionnel qui s'oppose aux forces de soulèvement des sous-pressions. Les risbermes non drainées allongent le chemin hydraulique sous la digue afin que les pressions de soulèvement hydrostatiques soient réduites par des suintements et émergences d'écoulement repoussés à plus grande distance de la digue.</p> <p>Les risbermes perméables sont généralement composées de matériaux plus perméables que les couches de surface à proximité du pied de digue. Les écoulements ou suintements peuvent émerger à la surface de la risberme, mais les conditions de gradient sont généralement réduites en raison de l'accroissement du chemin hydraulique vertical.</p> <p>Les risbermes à suintements ont généralement des pentes de talus qui repoussent les surfaces de drainage loin de la digue. Parfois, des systèmes de collecte de drainage de surface ou de subsurface sont localisés au pied de la risberme à suintements.</p>	8.3, 9.7, 9.8, 10,4
Type de risbermes et géométries appropriées pour la stabilité des digues	<p>Les risbermes drainées pour la stabilité sont conçues avec des couches filtres (sables/ gravier ou géotextile) qui assurent la non migration des particules fines au travers du corps de la digue. Parfois des canalisations sont intégrées à la couche de drainage pour aider à la collecte et à la décharge des infiltrations captées. La couche de filtre et de drainage est mise en place sur le talus côté terre de la digue et à proximité du pied. Des sols recouvrent la couche de filtre et de drainage pour apporter une protection et aider au maintien des matériaux en place.</p> <p>Une risberme non drainée ne doit pas inclure de couche de drainage. Elle est généralement utilisée comme contrefort ou butée pour apporter un surcroît de stabilité au talus côté terre.</p>	8.6, 9.9, 10.4
Rôle des risbermes dans le contrôle des surcotes et des franchissements liés aux vagues	Dans les environnements côtiers, les risbermes sont utilisées pour réduire l'effet des surcotes et des jets de rive liés aux vagues, ainsi que les franchissements. La conception de telles structures nécessite une attention spécifique et une bonne connaissance des conditions hydrauliques au travers d'investigations ou d'analyses spécifiques.	7,4, 8,2, 9,12
Matériaux appropriés	Les matériaux appropriés doivent être mis en œuvre avec un compactage adapté. Les propriétés des sols et des matériaux employés doivent être étudiées avec précision.	7.9, 9,7

3.2.2.7 Les couches filtres

Description

Les couches filtres sont des zones de matériaux relativement perméables au sein de la section en travers de la digue, situées entre deux couches de matériaux ou entre le remblai et les drains (cf. figure 3.55). La composition d'une couche filtre peut inclure des produits géotextiles ou des matériaux granulaires gradués et perméables.

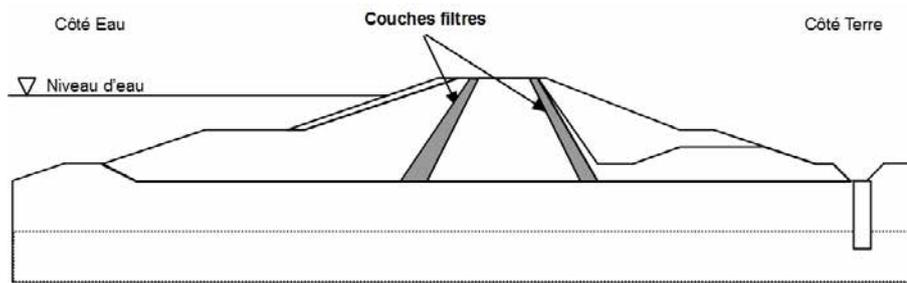


Figure 3.55 Les couches filtrantes

Fonctions

Les couches filtrantes assurent la filtration en prévenant la migration des particules de sols, particulièrement en provenance du noyau imperméable. Les filtres poids sont principalement utilisés pour permettre l'existence d'écoulements internes, mais en empêchant l'arrachement et la migration des particules fines du remblai de la digue ou des couches de fondation.

Aspects techniques

Le tableau 3.11 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.11 Enjeux techniques concernant les filtres

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Matériaux appropriés	Les couches filtrantes sont généralement constituées de sables/graviers ou géotextiles. Les propriétés des matériaux filtres doivent satisfaire des critères basés sur la fermeture des matériaux. La sélection de la composition des couches de filtration est importante pour la résilience à long terme et une maintenance future minimale. Les concepteurs doivent s'assurer que les matériaux proposés se complètent les uns avec les autres pour travailler en harmonie à la fonction désirée.	8.5, 9.13
Le maintien de l'intégrité du filtre durant la construction	La mise en œuvre et la maintenance des couches filtrantes doivent être réalisées avec précaution pour assurer l'intégrité de la composition du matériau nécessaire à la fonction de filtration.	4.10, 9.13, 10.5

3.2.2.8 Le drainage et les systèmes de collecte des suintements

Description

Un système de drain peut être mis en œuvre en pied de digue côté terre (système de drain de pied) ou en arrière d'un noyau imperméable, afin de collecter les infiltrations au travers du remblai de la digue ou dans le sol de fondation en pied de digue, et pour réduire les pressions interstitielles dans la digue (cf. figure 3.56). Les tranchées de collecte des suintements peuvent également être utilisées pour collecter les suintements au pied ou à proximité du pied de la digue côté terre. Pour aider à l'écoulement des eaux drainées, des canalisations peuvent être installées dans les drains.

Avertissement

Une importante distinction est à faire entre drains de pied et puits de décharge. Une attention extrême doit être portée à la conception, à l'installation et à l'exploitation des systèmes de drainage en pied de digue côté terre, afin de s'assurer que le drain dispose de la capacité d'évacuer la décharge complète provenant de la zone de collecte. Il faut également s'assurer que les drains ne pénètrent pas dans les couches perméables sous-jacentes à la digue.

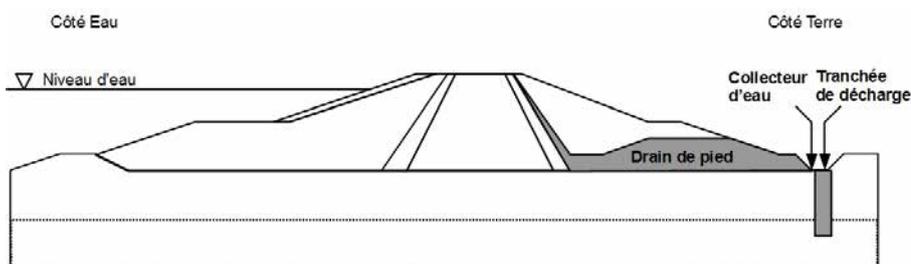


Figure 3.56 Les drainages et systèmes de collecte des suintements

Fonctions

Un système de drainage aide à :

- drainer l'eau pour contrôler les écoulements et suintements au travers du remblai ;
- améliorer la stabilité.

Aspects techniques

Le tableau 3.12 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.12 Enjeux techniques concernant les drainages et systèmes de collecte des suintements

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Évacuation des eaux collectées	L'utilisation de systèmes de drainage et de collecte des suintements augmente la quantité d'eau dont l'écoulement doit être assuré en surface. Ainsi un moyen de collecte et d'évacuation des eaux de décharge doit-il être mis en place et correctement entretenu pour assurer sa capacité au cours du temps.	7.9.9, 9.4.3, 9.7, 9.7.3
Facilité de maintenance	Si des canalisations sont installées dans le drain, la conception doit inclure des points d'entrée dans le système en vue de la maintenance.	9.15.4
Dysfonctionnements	Les systèmes de drainage et de collecte des suintements peuvent dysfonctionner ou perdre graduellement leur efficacité au cours du temps pour diverses raisons, telles que le colmatage, le vandalisme, la rupture, la déformation excessive due aux mouvements du sol, la corrosion ou l'érosion. La réduction de capacité au cours du temps peut résulter de processus mécaniques, chimiques ou biologiques.	4.10
Colmatage biochimique des canalisations	Si des canalisations sont employées, leur conception doit avoir pour objectif préférentiel de permettre une position permanente sous le niveau des eaux de surface ou de la nappe, afin de prévenir le colmatage chimique par des conditions aérobies et anaérobies intermittentes.	9.15.4

3.2.2.9 Les tranchées et puits de décharge

Description

Lorsqu'une couche de sols imperméables repose sur une couche de sols perméables, des tranchées ou des puits de décharge peuvent être employés pour réduire la pression hydrostatique afin d'améliorer la stabilité et prévenir l'érosion interne et l'arrachement par liquéfaction ou flottation des sols sableux (cf. figure 3.57).

Les systèmes de puits de décharge sont positionnés dans des zones en arrière des digues, et sont généralement utilisés là où les strates perméables sous-jacentes à la digue sont trop profondes pour être pénétrées par des murs ou barrières étanches, des drains de pieds ou en raison d'un espace limité pour la mise en œuvre de bermes.

Les tranchées de décharge sont installées à des emplacements et profondeurs variables. Une couche filtre constituée soit de sable/gravier, soit de géotextile, est mise en œuvre. Des canalisations sont parfois installées dans les tranchées de décharge pour collecter les suintements et aider à la décharge.

Avertissement

Une importante distinction est à faire entre drainage de pied et puits de décharge. Une attention extrême doit être portée à la conception, l'installation et l'exploitation des tranchées et puits de décharge, afin de s'assurer que les puits disposent de la capacité d'évacuer le débit total de l'horizon perméable et que ce débit peut être drainé et évacué correctement. Il faut également s'assurer que les puits ne rejettent pas des eaux non filtrées ou chargées en particules.

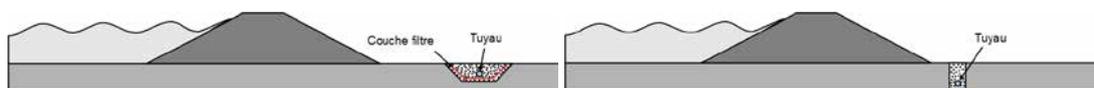


Figure 3.57 Tranchées et systèmes de puits de décharge

Fonctions

Apporter des exutoires contrôlés aux suintements et écoulements qui émergeraient sinon de manière incontrôlée du côté terre des digues, afin de :

- réduire les pressions de soulèvement ;
- améliorer la stabilité de la digue ;
- prévenir l'érosion interne et l'arrachement par liquéfaction ou flottation des sols sableux (*sand boils*).

Aspects techniques

Le tableau 3.13 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.13 Enjeux techniques concernant les tranchées et puits de décharge

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Prise en charge des écoulements sans pertes de charge excessives	Le puits de décharge a pour objectif de prendre en charge le maximum du débit de projet, sans pertes de charge excessives. Sa conception s'appuie sur la profondeur et le diamètre des puits ainsi que leur espacement.	9.7, 9.7.3
Prévention de l'entraînement des matériaux de fondation	À côté de la capacité hydraulique, la conception de la crépine et du matériau du filtre annulaire doit se focaliser sur la prévention de l'entraînement et du lavage des matériaux de fondation vers le puits. La taille et la conception de la crépine de chaque puits de décharge doivent être basées sur la distribution granulométrique des matériaux de l'aquifère, laquelle est spécifique à la localisation proposée pour la construction du puits de décharge.	9.7.3
Évacuation des eaux collectées	L'utilisation de tranchées ou de puits de décharge augmente la quantité d'eau de suintement qui doit être traitée en surface durant les situations d'inondation et lors de tout autre événement où le niveau de la rivière est supérieur à l'altitude du sol du côté terre de la digue. Ainsi, un moyen de collecte et d'évacuation des eaux de décharge doit-il être prévu.	7.9.9, 9.4.3, 9.7.3
Capacités	Les puits de décharge doivent être installés pour pénétrer de manière adéquate les strates perméables et être suffisamment rapprochés pour intercepter suffisamment d'écoulement de manière à réduire la pression hydrostatique agissant au-delà et entre les puits. Les investigations de sols et leur caractérisation sont des données importantes pour la conception.	7.7
Facilités de maintenance	La conception des tranchées et puits de décharge doit prendre en compte les trous d'inspection, regards de visite et autres points d'entrée du système pour la maintenance et l'inspection.	9.7, 9.7.3

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Dysfonctionnements	<p>Au cours du temps, les puits de décharge tendent à subir une perte d'efficacité pour diverses raisons, telles que le colmatage de la crépine, le développement de bactéries ou de dépôts carbonatés. Des maintenances périodiques sont requises pour maintenir l'efficacité du système.</p> <p>L'endommagement des puits ou tranchées de décharge, et les performances inadéquates des puits ou tranchées et de leur système de collecte et de décharge, doivent être corrigés rapidement. Toute condition qui restreint l'écoulement dans ou à partir du puits ou de la tranchée de décharge, ou qui permet l'entraînement des sols de fondation dans le puits, la tranchée ou les systèmes associés de collecte/transport/décharge conduisent à des conditions instables et potentiellement dangereuses.</p>	4.10
Attraction des animaux fouisseurs	Si les tranchées sont remplies d'eau de manière permanente, elles peuvent devenir un habitat pour certains animaux fouisseurs, tels que les rats musqués, et attirer ainsi ces animaux vers les digues.	4.6, 9.12.3

3.2.2.10 Les clefs et barrières d'étanchéité

Description

Une barrière étanche sous forme de mur ou de clef d'ancrage peut être mise en place à la jonction entre la partie imperméable de la digue et le sol de fondation imperméable (cf. figure 3.58). Cette barrière peut être constituée d'une excavation en tranchée remplie d'argiles ou de matériaux fins compactés, des rideaux de palplanches en acier ou en vinyle, ou d'un matelas de bentonite.

Il arrive que des barrières étanches doivent être mises en œuvre à travers la totalité du remblai de la digue et de la couche perméable de fondation (cf. figure 3.59).

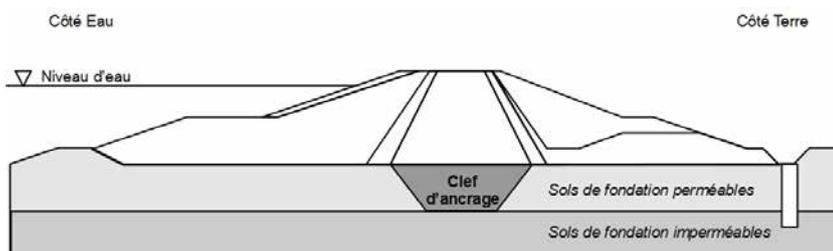


Figure 3.58 Clef d'ancrage étanche

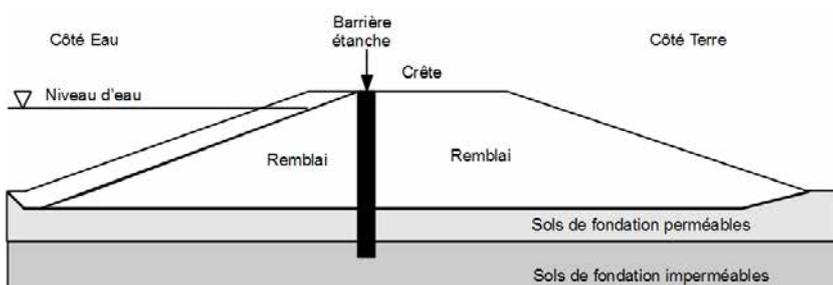


Figure 3.59 Barrière étanche

Fonctions

Les clefs et barrière étanches aident à réduire les infiltrations au travers de la fondation perméable et les remblais de la digue.

Note

À l'inverse des barrages, l'imperméabilité n'est pas nécessairement un objectif de la digue. En conséquence, les barrières étanches ne doivent pas forcément traverser l'ensemble de la fondation perméable pour atteindre un horizon de fondation imperméable.

Aspects techniques

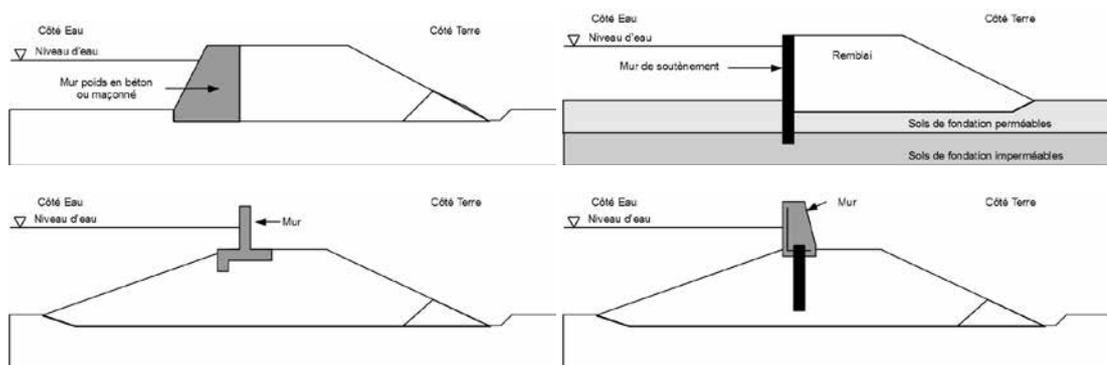
Le tableau 3.14 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.14 **Enjeux techniques concernant les clefs et barrières d'étanchéité**

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Techniques appropriées	Le choix de la technique à adopter et sa géométrie dépendra des conditions de sol, de l'épaisseur et des propriétés de la couche perméable ainsi que de la profondeur et des propriétés de la couche imperméable sous-jacente.	7.7
Matériaux appropriés	Les matériaux employés pour la clef ou la barrière d'étanchéité devront avoir des propriétés adaptées. Une attention particulière doit être portée aux techniques de mise en œuvre.	9.7.3, 10.4.2
Continuité de la coupure étanche avec la digue	L'ancrage et le scellement de la clef ou de la barrière d'étanchéité sont critiques, de même que la continuité avec les autres composants de la digue (remblai, noyau ou masque) qui agissent sur la perméabilité de la structure. Pour cette raison, les matelas de bentonite ou les rideaux de palplanches seront employés comme des extensions du masque côté eau, en fondation. Lorsqu'un noyau interne assure l'étanchéité, l'extension en fondation sera réalisée sous le noyau.	9.7.3, 10.4.3.5

3.2.2.11 Les murs**Description**

Les murs sont des éléments structuraux qui peuvent être inclus dans les digues (*cf.* figure 3.60). Un mur peut être ajouté sur les deux côtés, le plus souvent côté eau, sur ou à l'intérieur de la digue. La structure peut être en gabions, en béton et en rideaux de palplanches en acier.

Figure 3.60 **Types de murs****Fonctions**

Les murs aident à :

- soutenir une partie de la digue ;
- fournir une partie de l'étanchéité à la digue ;
- protéger un côté de la digue ;
- surélever la digue.

Aspects techniques

Le tableau 3.15 détaille les principales interrogations et méthodes associées à ce composant.

Tableau 3.15 **Enjeux techniques concernant les murs**

Enjeux	Méthodes	Réf. chapitres
Interactions entre la fondation du mur et la digue	La fondation d'un mur au sommet ou sur le côté en eau d'une digue est critique. Des études précises des interactions du mur et de la digue doivent être conduites. Elles requièrent des connaissances des conditions géologiques et hydrauliques et des investigations précises des propriétés des sols et des matériaux de la digue.	7.7, 7.8, 8.9
Stabilité de la digue prenant en compte le mur	La structure composite d'une digue nécessite une analyse de stabilité détaillée, prenant en compte toutes les interactions entre le mur et le remblai en terre.	8.9, 9.15
Effets de la construction d'un mur sur une digue.	La construction d'un mur de crête doit être adaptée afin de ne pas dégrader les propriétés des matériaux de la digue sous-jacente.	10.5.5

3.2.3 Association et fonctions des composants

Au regard de la combinaison de composants qui définissent la géométrie d'un tronçon de digue, les fonctionnalités sont le plus souvent remplies par plusieurs composants agissant collectivement, plutôt que par un composant unique. Cette configuration donne de meilleures garanties à l'intégrité du tronçon de digue.

Cependant, le choix des composants d'une digue spécifique est une partie du processus complexe de conception (cf. chapitre 9), en raison duquel la digue projetée est définie par des spécifications, des plans et des rapports qui déterminent une certaine forme, résultant d'une combinaison spécifique de composants.

Le tableau 3.16 résume les relations principales entre les fonctions et les composants des digues.

Tableau 3.16 **Composants et fonctions**

Composants structuraux des digues	Présence dans la digue	Fonctions des composants				
		Protection externe	Stabilité	Imperméabilité	Drainage	Filtration
Sols de fondation	toujours présents					
Remblais	toujours présents					
Noyau imperméable	parfois présent					
Masque imperméable	parfois présent					
Crête	toujours présente					
Revêtement côté eau	parfois présent					
Revêtement côté terre	parfois présent					
Risberme côté eau	parfois présente					
Risberme côté terre	parfois présente					
Couches de filtres	parfois présentes					
Système de drainage	parfois présent					

Composants structuraux des digues	Présence dans la digue	Fonctions des composants				
		Protection externe	Stabilité	Imperméabilité	Drainage	Filtration
Puits de décharge	parfois présents					
Clef et barrière d'étanchéité	parfois présents					
Murs	parfois présents					

Légende

	Joue toujours un rôle au regard de la fonction
	Joue parfois un rôle au regard de la fonction
	Non applicable

3.3 FORMES DES DIGUES

De nombreuses variantes de sections transversales de digue existent, chacune ayant un objectif propre prioritaire pour la réduction du risque d'inondation dans la zone endiguée. Différents types de digues existent en termes de facilité et de coût de construction et selon les sollicitations prévues. Le type le plus simple est la digue homogène en terre. Les digues peuvent également être construites en remblai de constitution zonée. Enfin, elles peuvent être composites en intégrant des superstructures, des structures du côté eau ou des structures internes incluses dans l'ouvrage. Cette classification n'est pas exhaustive et de nombreux cas dans la réalité sont très complexes. Existente aussi des sections en travers non traditionnelles, catégorie dans laquelle entrent la plupart des digues historiques, bâties à partir de constituants variés et édifiées avec les matériaux locaux dont on disposait au moment de la construction.

Le type de digue adopté est la résultante des fonctionnalités et des performances en diverses situations de charge, mais également de la faisabilité et d'autres contraintes économiques et environnementales (cf. section 9.2).

La géométrie de la digue est dépendante du type de digue, des charges, de la hauteur, des terrains disponibles, des caractéristiques de remblai et de la fondation. La disponibilité des terrains de construction joue un rôle dans la définition des pentes de talus. Les digues agricoles tendent à avoir des pentes plus faibles et sont non compactées ou semi-compactées. Les digues urbaines offrent souvent des pentes de talus plus raides avec un compactage contrôlé. Les digues totalement compactées permettent généralement de mettre en œuvre des pentes de talus plus raides que celles des digues construites par semi-compactage ou compactage hydraulique. Une pente de talus de 1H/2V est généralement considérée comme la pente la plus raide pouvant être aisément mise en œuvre en assurant la stabilité d'une couche d'enrochements. Une pente de talus de 1V/3H est la pente la plus raide qui puisse être commodément traversée par des engins mobiles conventionnels, et parcourue à pied pour des inspections. Pour les digues sableuses, une pente de talus de 1V/5H du côté terre est considérée comme suffisamment plate pour prévenir les dommages générés par des suintements sur le talus du côté terre. Des pentes de talus côté eau plus faibles que celles requises pour la stabilité peuvent être spécifiées pour apporter une protection contre les dommages liés à l'action des vagues.

Les limitations d'espace en zone urbaine dictent souvent la section minimale de la digue, ce qui nécessite une sélection des matériaux mis en œuvre et un compactage adapté pour obtenir une section stable. Lorsque le pied d'un projet de système de défense contre les inondations est limité significativement par les propriétés adjacentes ou d'autres caractéristiques existantes, particulièrement importantes pour un milieu hautement urbanisé, des murs de protection contre les inondations peuvent être des alternatives plus attractives et adaptées qu'une digue construite avec un compactage contrôlé et une emprise au sol réduite. Les murs de protection contre les inondations présentent également une esthétique particulière qui peut améliorer l'apparence d'un système de défense.

La composition des digues dépend souvent des matériaux locaux disponibles. Des sols adaptés peuvent être extraits des environs ou issus de l'excavation des ouvrages annexes. En général, les digues sableuses tendent à être conçues avec des pentes de talus plus faibles que les digues en argile pour des raisons de stabilité et de suintements. Pour des digues de hauteur significative ou lorsqu'il y a des problématiques d'adéquation des matériaux disponibles ou de conditions de fondation, la conception des remblais nécessite des analyses détaillées. Pour une digue de faible hauteur, construite en matériaux adaptés reposant sur des fondations éprouvées, il n'est pas forcément nécessaire de pousser les analyses de stabilité. Dans ce cas, des considérations pratiques telles que le type et la facilité de construction, la maintenance et les critères de suintement et de protection de talus, détermineront le choix des pentes de talus de la digue.

3.3.1 Les digues en remblais

Les digues en remblai sont constituées uniquement de matériaux de sols (granulaires ou cohésifs) qui remplissent chaque fonction individuelle. Les matériaux employés peuvent varier de l'argile la plus fine aux limons, sables, graviers et enrochements. En fonction des matériaux disponibles, le remblai peut être homogène ou zoné avec une spécialisation de certains matériaux pour des composants individuels.

3.3.1.1 Les digues homogènes

Définition et considérations générales

Les digues homogènes sont constituées de sols uniformes obtenus d'un site d'extraction ou d'une zone d'emprunt et habituellement composées de matériaux à faible perméabilité, tels que des argiles ou des limons, en fonction de la disponibilité des sources d'emprunt. Une attention particulière doit être portée à la nature des matériaux utilisés pour la construction des digues, certains matériaux fins ou à forte teneur organique n'étant pas adaptés à cet usage. Il arrive que certains de ces sols soient également employés pour certaines portions de digues. La facilité et les coûts (influencés par l'accessibilité et la proximité) sont souvent des facteurs déterminants du choix des zones d'emprunt. Cependant, il est parfois judicieux d'opter pour de meilleurs matériaux d'emprunt impliquant des distances de transport plus importantes plutôt que de choisir des zones d'emprunt de qualité médiocre mais plus facilement accessibles (USACE, 2000).

Les digues homogènes sont seulement constituées de matériaux cohésifs et relativement imperméables (argiles et limons). Elles sont principalement rencontrées dans les environnements fluviaux et estuariens. Les digues en sable, plus familières dans les environnements côtiers, nécessitent a minima d'être protégées contre l'érosion (interne ou externe), le matériau sableux n'étant pas cohésif. À partir du moment où l'imperméabilité est apportée par un masque ou un noyau additionnel, la digue n'est plus considérée comme homogène.

La géométrie de la section en travers dépend de l'environnement (maritime ou fluvial), du matériau de remblai (les digues sableuses sont plus larges que celles constituées de matériaux imperméables) et des caractéristiques des sols de fondation.

Principaux composants

Le remblai apporte à la fois stabilité et imperméabilité, de par les matériaux de constitution sélectionnés pour la construction. Les composants d'une digue homogène peuvent inclure également des drains de pied, des clefs d'ancrage, des puits de décharge, des risbermes côté terre et des protections de talus. L'inclusion de ces composants dépend des propriétés de la fondation, du type de matériau utilisé pour le remblai de la digue et des sollicitations externes.

Les digues maritimes sont habituellement construites comme un tertre de matériaux fins, tels que des sables et des argiles, avec une faible pente de talus maritime pour réduire le jet de rive et l'effet érosif des vagues. La surface de ces digues maritimes est traditionnellement recouverte d'herbes, d'asphalte, de pierres ou de dalles de béton. Les digues fluviales autorisent des pentes de talus plus raides.

Aspects techniques

Les sols perméables tels que les sables sont plus sensibles à l'érosion que les argiles et peuvent requérir des formes de protection de talus. Les digues en argile peuvent subir des tassements dus aux chargements et sollicitations. Pour réduire les infiltrations sous l'ouvrage, une clef d'ancrage ou un écran peuvent faire barrière aux infiltrations, ou une risberme peut venir allonger le chemin hydraulique. Là où des sols imperméables surmontent une couche perméable, des puits de décharge ou des drains de pied peuvent s'avérer nécessaires pour réduire les gradients hydrauliques excessifs à l'exutoire.

Comme la fonction et l'intégrité structurales sont basées sur l'homogénéité du matériau, ces aspects doivent être contrôlés durant la construction. La distribution granulométrique des particules de sol doit permettre l'autofiltration. Le drainage doit être anticipé et conçu pour éviter les problèmes d'érosion interne et de stabilité. L'hétérogénéité dans un segment de digue (variations des propriétés des matériaux) peut conduire à des chemins préférentiels d'écoulement par infiltration et dégradation. Le compactage des matériaux est également un aspect important de la construction et doit être contrôlé. La teneur en eau durant la construction doit être prise en compte, particulièrement lorsque sont employés des matériaux locaux (excavation du lit de la rivière).

Les digues côtières peuvent être soumises à des environnements de haute énergie, une forme de protection de talus plus résistante (pierres, blocs artificiels, gabions, etc.) est alors nécessaire. La figure 3.70 montre un exemple de ces structures. La géométrie de la digue (particulièrement le talus côté eau) est influencée par la stabilité des éléments de protection. Plus de détails sur l'utilisation des enrochements à des fins de protection des talus sont disponibles dans le document CIRIA, CUR, Cerema (2007).

Schémas types

Les figures 3.61 à 3.70 montrent des schémas de principe de différents types de digues homogènes, représentatifs des cas fluviaux et maritimes. La figure 3.70 est plus spécifique aux environnements côtiers.

Note

Les schémas de principe présentés dans ce chapitre sont des illustrations et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. Beaucoup d'autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la pratique (qu'elles soient sur des sols de fondations homogènes, imperméables ou perméables, ou qu'elles incluent des protections, des drains de pied ou des bermes).

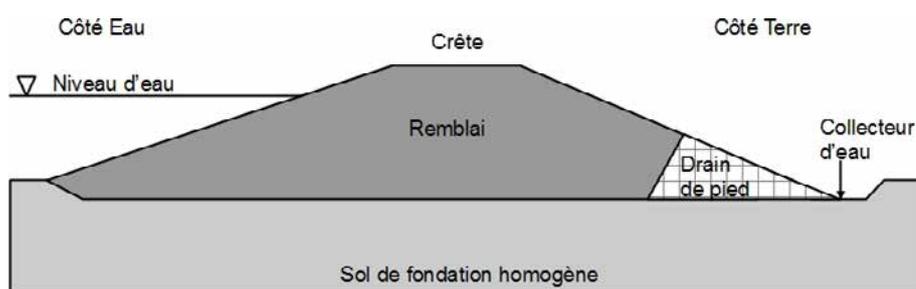


Figure 3.61 Digue homogène sur sol de fondation homogène

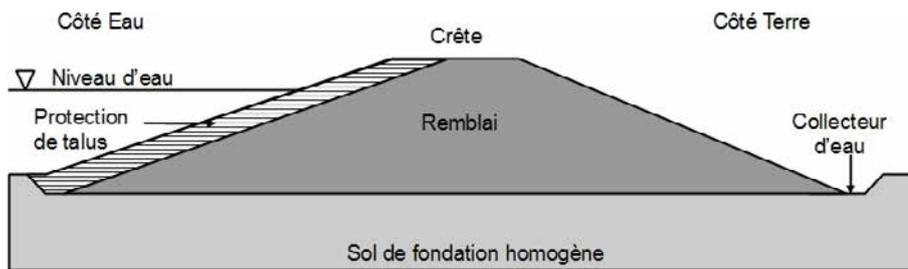


Figure 3.62 Digue homogène avec protection de talus sur sol de fondation homogène

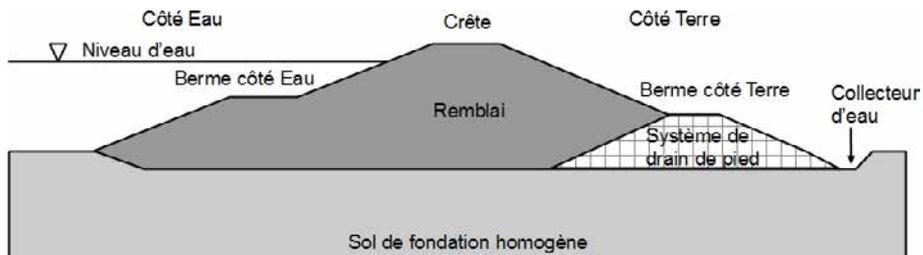


Figure 3.63 Digue homogène avec risbermes sur sol de fondation homogène

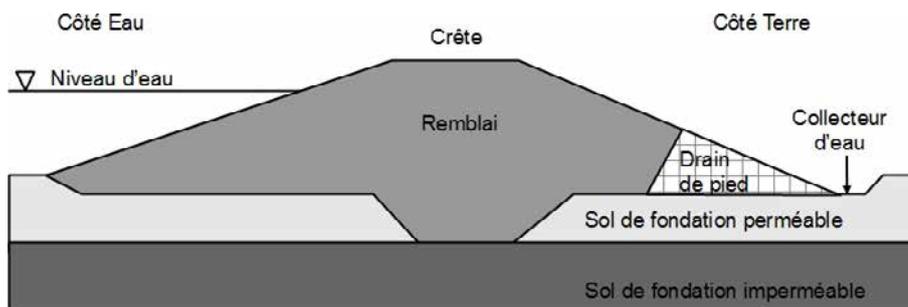


Figure 3.64 Digue homogène sur fine couche perméable de sol de fondation

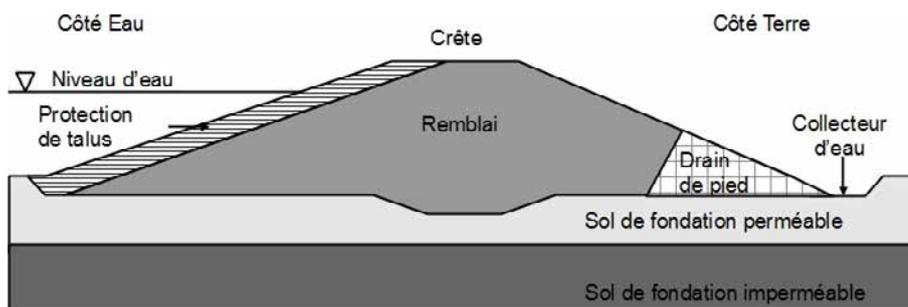


Figure 3.65 Digue homogène avec protection de talus sur fine couche perméable de sol de fondation

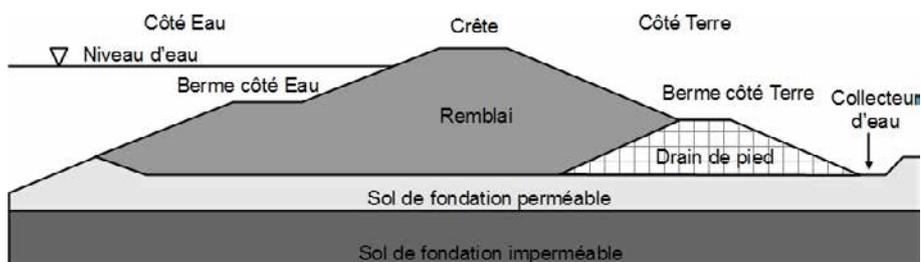


Figure 3.66 Digue homogène avec risbermes sur fine couche perméable de sol de fondation

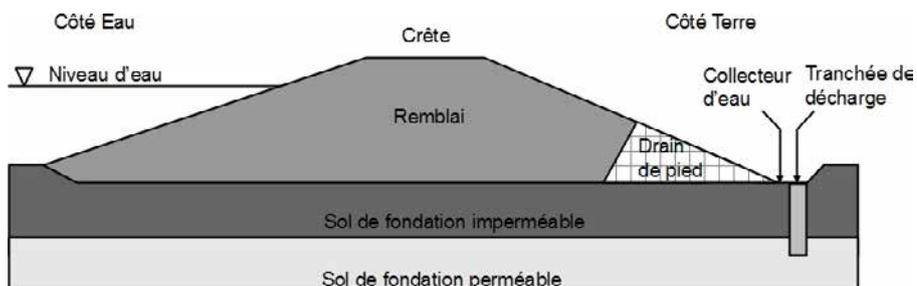


Figure 3.67 Digue homogène sur fine couche imperméable de sol de fondation

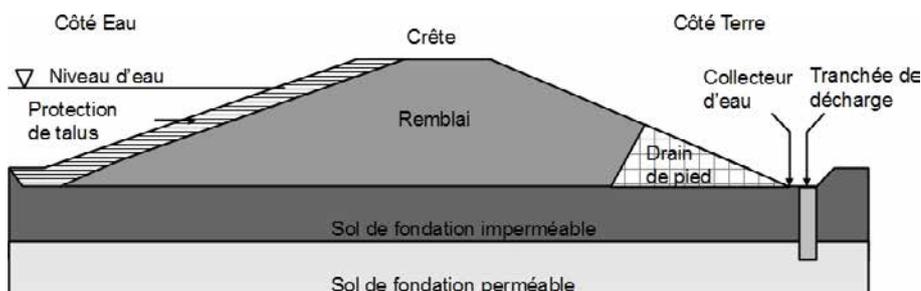


Figure 3.68 Digue homogène avec protection de talus sur fine couche imperméable de sol de fondation

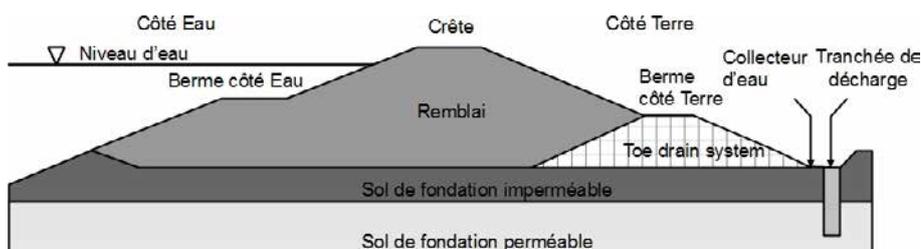


Figure 3.69 Digue homogène avec risbermes sur fine couche imperméable de sol de fondation

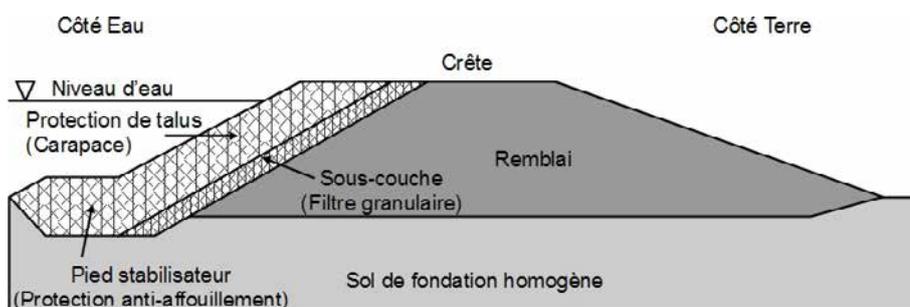


Figure 3.70 Digue homogène avec protection de talus en enrochements (digue côtière)

3.3.1.2 Les digues zonées

Définition et considérations générales

La section transversale des digues zonées est formée d'une combinaison de matériaux perméables et relativement imperméables. Les digues zonées sont habituellement construites lorsque l'un des types de matériaux est rare, ou lorsque l'abondance d'un autre type de matériau rend son emploi nécessaire ou inévitable. Quand le matériau du site utilisé comme remblai est trop perméable (gravier, sable, etc.), le coût de transport du matériau imperméable impose la réduction de volume de ce dernier.

Il y a deux types différents de digues zonées que sont les digues à noyau imperméable et celles à masque imperméable (soit à couche d'argile sur le talus côté eau de la digue). Les premières sont conceptuellement semblables aux barrages en remblais zonés et peuvent retenir l'eau sur de relativement longues périodes. Les secondes sont communément utilisées pour les digues côtières où le matériau local (sable) n'a pas l'aptitude à remplir la fonction d'imperméabilité et est susceptible d'érosion. Ce dernier est généralement plus économique qu'un noyau imperméable central et est, dans la majorité des cas, bien adapté.

Un autre type intermédiaire de digue zonée consiste à placer un matériau imperméable sur le côté eau de la digue et un matériau perméable sur le côté terre. En règle générale, les digues sont construites en sections homogènes parce que le zonage n'est habituellement pas nécessaire ou réalisable. Cependant, là où des matériaux de perméabilités variables sont extraits des zones d'emprunt, le matériau le plus imperméable devrait être placé du côté eau du remblai et le matériau le plus perméable du côté terre.

Une digue peut être zonée dès l'origine, mais dans certains cas, une digue homogène peut être transformée en digue zonée pour réduire les écoulements internes en ajoutant un noyau de bentonite.

Principaux composants

Les digues zonées comprennent un composant dédié à l'imperméabilité (noyau central imperméable, couche épaisse de matériau imperméable couvrant le talus côté eau) et un remblai qui apporte une masse stabilisante (et éventuellement du drainage et de la filtration). Le composant imperméable (masque ou noyau) est éventuellement séparé du matériau perméable (remblai ou sol de fondation perméable) par un filtre, un géotextile ou des matériaux à granulométrie graduée.

Lorsqu'il faut améliorer les conditions de suintement sous l'ouvrage, des risbermes peuvent être construites, côté terre avec le matériau le plus perméable disponible et côté eau avec le matériau le plus imperméable.

Les digues côtières constituées d'un remblai homogène surmonté d'une couverture plus ou moins fine d'argile peuvent être classées à la fois comme digues homogènes et digues zonées. Lorsque la stabilité de masse et l'imperméabilité sont assurées par deux composants différents, le remblai et la couche externe, elles peuvent être considérées comme des digues zonées. La figure 3.74 présente un cas typique de digue rencontrée sur les côtes néerlandaises ou allemandes.

Aspects techniques

Les digues zonées sur sols perméables peuvent nécessiter un contrôle des suintements pour prévenir les pressions de soulèvement excessives et le développement d'érosion interne dans la fondation. Les méthodes de contrôle des écoulements et sous-pressions peuvent inclure des drains horizontaux, des clefs d'étanchéité (tranchées remblayées compactées, parois moulées, écran minces en palplanches, murs en béton), des banquettes imperméables côté eau, des risbermes côté terre, des drains de pied et des puits de décharge. L'intégrité du composant imperméable (noyau ou masque) est importante et doit être protégée et confinée par des couches filtres pour prévenir la migration des particules fines.

Dans les environnements côtiers, les couches de filtres assurent la transition entre couches de matériaux adjacents. Des matériaux de granulométrie graduée sont souvent utilisés pour prévenir la migration des particules fines et assurer une transition mécanique.

Lorsque l'imperméabilité est assurée par une couche externe d'argile, les digues sont susceptibles de subir des fissurations et autres processus de détérioration dus aux agents externes. La couche imperméable externe jouant un rôle majeur pour la fonction et l'intégrité de la digue, il est impératif qu'elle soit particulièrement bien protégée des détériorations externes. Le poids de la couche externe doit également compenser les pressions de soulèvement causées par la présence d'eau dans le remblai.

Une bonne pratique consiste à construire une digue de plus en plus perméable en partant du côté eau vers le côté terre. Cette pratique réduit la section de digue soumise à la pression de soulèvement et abaisse la surface phréatique dans la digue (par un drainage côté terre).

Schémas types

Les schémas typiques de digues zonées sont présentés en figures 3.71 à 3.75.

Note

Ces schémas de principe sont des illustrations et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. Beaucoup d'autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

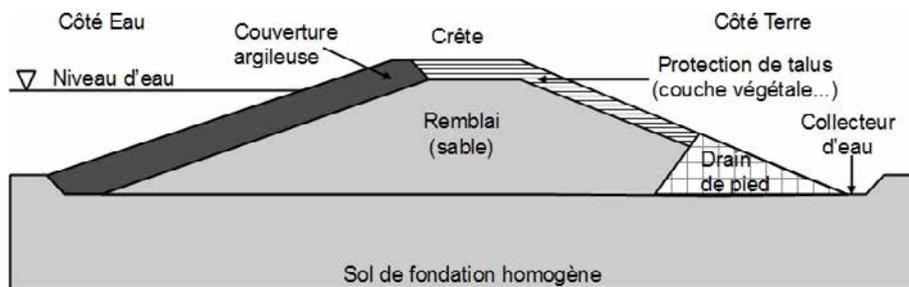


Figure 3.71 Digue zonée (avec masque imperméable) sur sol de fondation homogène

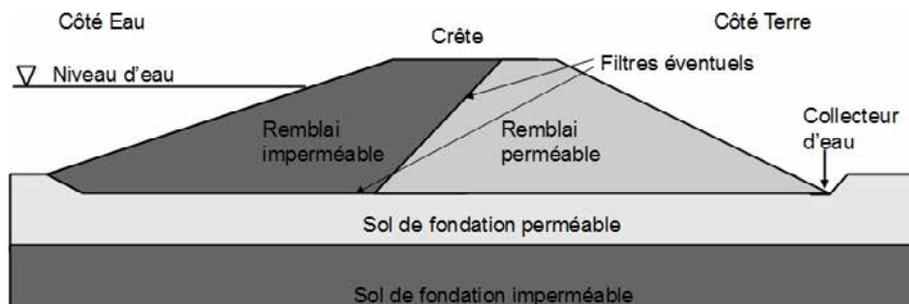


Figure 3.72 Digue zonée sur sol de fondation à fine couche perméable

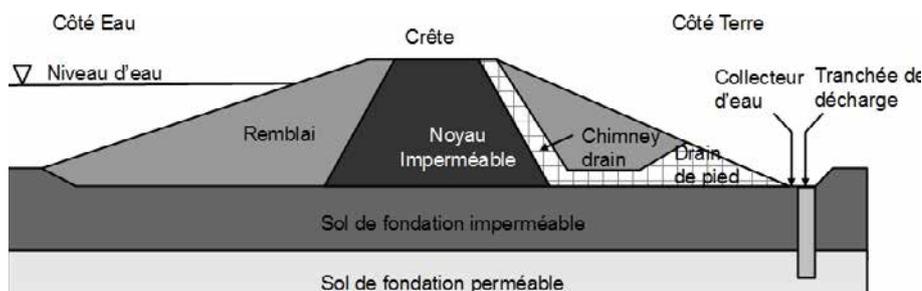


Figure 3.73 Digue zonée avec noyau imperméable sur sol de fondation à fine couche perméable

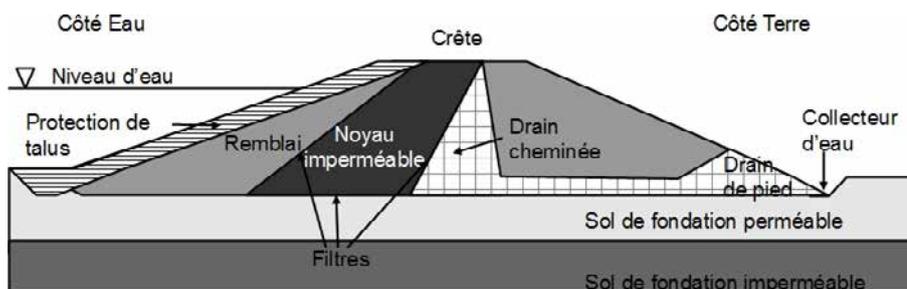


Figure 3.74 Digue zonée avec noyau imperméable et protection de talus, sur sol de fondation à fine couche perméable

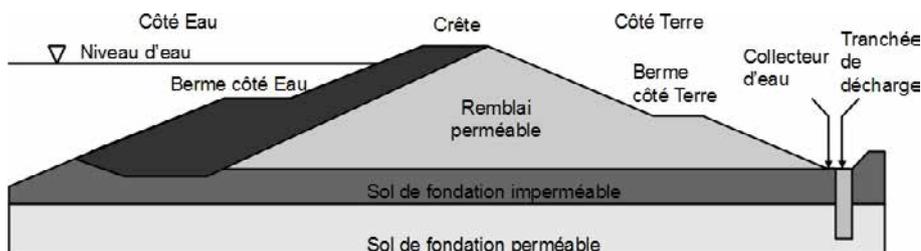


Figure 3.75 Digue zonée avec berme sur sol de fondation à fine couche imperméable

3.3.2 Les digues composites

Les digues composites sont constituées non seulement de matériaux en remblai, mais également de composants structurels qui présentent des comportements différents face aux sollicitations et charges externes. Ces éléments structurels sont des éléments d'ingénierie rigides tels que des murs en béton et des palplanches ainsi que des composants plus souples comme des géotextiles.

3.3.2.1 Les digues incorporant des superstructures

Définition et considérations générales

Les digues qui incorporent des murs, palplanches ou autres structures présentent souvent des emprises supplémentaires limitées. Elles se rencontrent lorsque l'achat de terrain est trop onéreux, ou que les conditions de fondation ne permettent pas un élargissement de la section en travers de la digue. Dans certains cas, un mur vertical ou de pente très raide est implanté au sommet du talus pour réduire le franchissement par les vagues. Les murs verticaux au sommet des talus sont souvent adoptés si l'espace disponible pour une extension de la base de la structure est restreint.

Principaux composants

Une digue incorporant une superstructure dispose d'au moins deux composants principaux : un composant de base constitué de matériaux de remblai (sols) et un composant structurel, qui supporte parfois des matériaux additionnels de remblai.

Un mur antisubmersions de type I est un mur vertical partiellement encastré dans le couronnement de la digue ou la fondation. La stabilité de tels murs dépend du développement de forces de résistance passive dans le sol. Pour des raisons de stabilité, les murs antisubmersions de type I excèdent rarement deux mètres au-dessus de la surface du sol et peuvent être constitués d'une rangée de palplanches assorties de liernes et surmontée d'une poutre de couronnement en béton.

Un mur antisubmersions en T inversé est un mur renforcé en béton dont les membres agissent comme une large poutre en porte-à-faux pour résister aux pressions hydrostatiques agissant contre le mur. Les murs antisubmersions inversés sont utilisés pour réaliser des élargissements de digues lorsque des murs de plus de deux mètres de haut sont requis.

Les superstructures peuvent être des murs poids massifs (béton, maçonnerie).

Aspects techniques

Les murs antisubmersions requièrent une stabilité adaptée pour résister à toutes les forces qui peuvent les affecter. Un mur antisubmersions de type I est considéré stable si la résistance passive du sol développée est suffisante pour produire un facteur de sécurité au renversement satisfaisant. La profondeur de pénétration d'un mur antisubmersions de type I doit fournir un contrôle adapté des écoulements. La profondeur de pénétration d'un mur antisubmersions de type I requise pour la stabilité doit donc être contrôlée pour satisfaire les critères vis-à-vis des écoulements. Pour toutes ces raisons, un mur antisubmersions de type I devrait être ancré dans le sol de fondation.

Il faut distinguer les murs antisubmersions pour prévenir les franchissements et des murs antisubmersions pour prévenir les surverses (c'est-à-dire pied du mur antisubmersions au-dessus ou au-dessous du niveau d'eau). Ce dernier type doit être évité et si cela n'est pas possible, une conception détaillée de la fondation est indispensable. Du fait de la construction du mur au sommet d'une structure en terre, les forces passives sont limitées.

Schémas types

Les figures 3.76 à 3.82 sont des schémas typiques de digues composites incorporant des superstructures.

Note

Ces schémas de principe sont des illustrations et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. Beaucoup d'autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

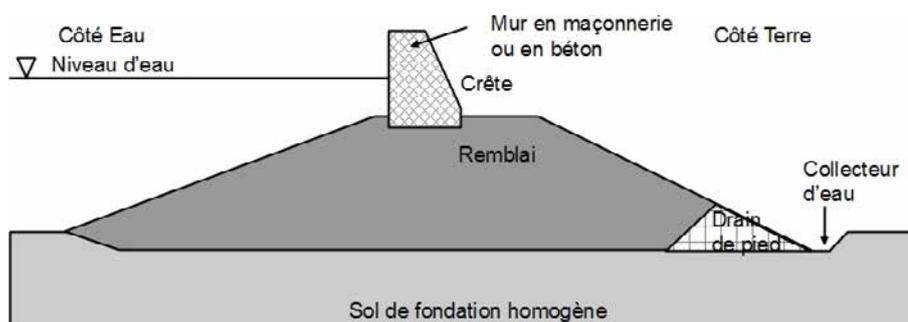


Figure 3.76 Construction massive ou mur de béton en crête de digue sur sol de fondation homogène

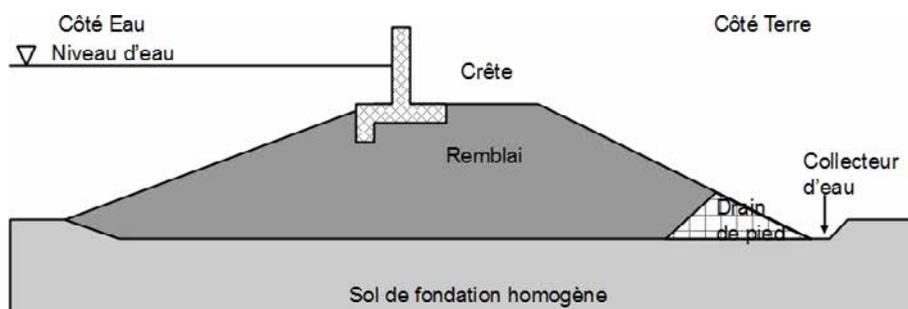


Figure 3.77 Mur antisubmersion de béton en T inversé en crête de digue sur sol de fondation homogène

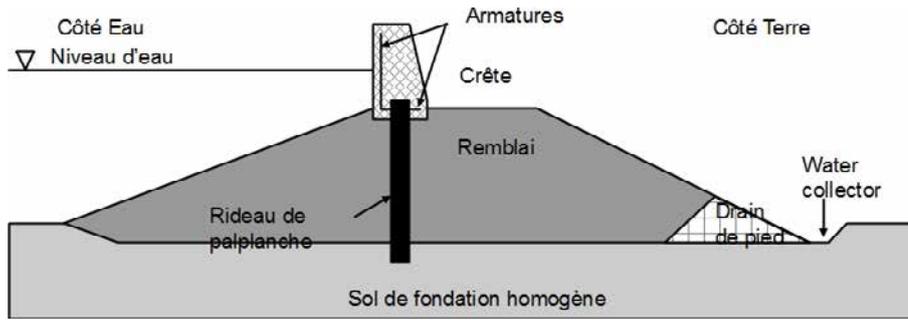


Figure 3.78 Mur antisubmersion de type I en crête de digue sur sol de fondation homogène

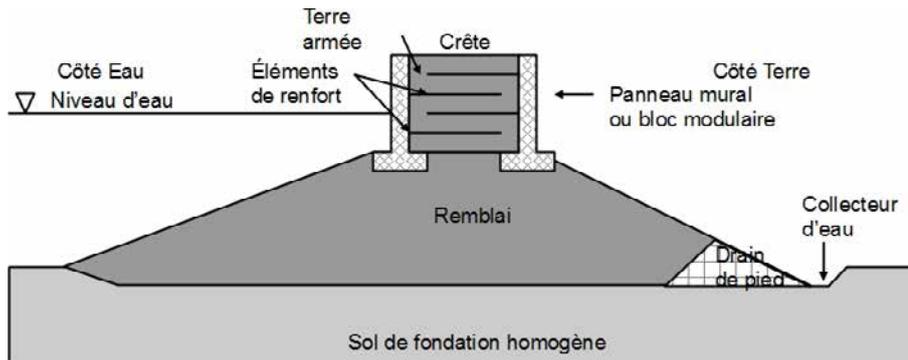


Figure 3.79 Surélévation de crête de digue en remblai mécaniquement stabilisé

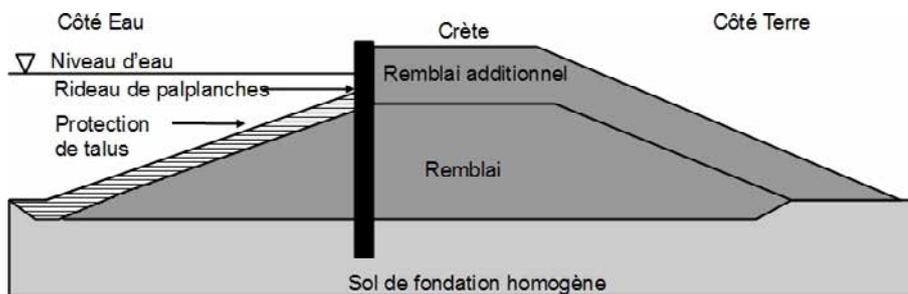


Figure 3.80 Surélévation de crête de digue par palplanches

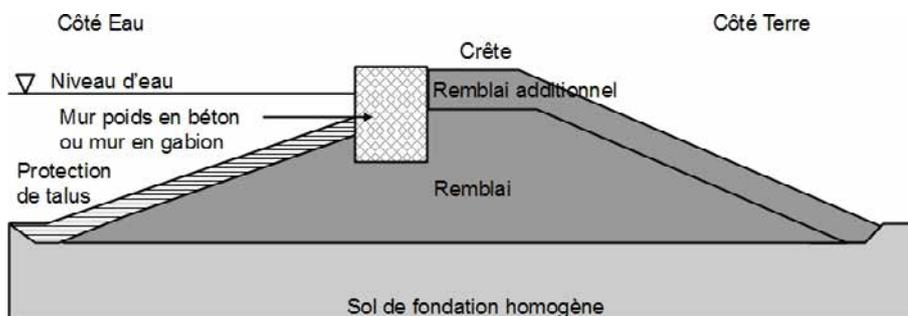


Figure 3.81 Surélévation de crête de digue par construction massive ou mur en béton

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

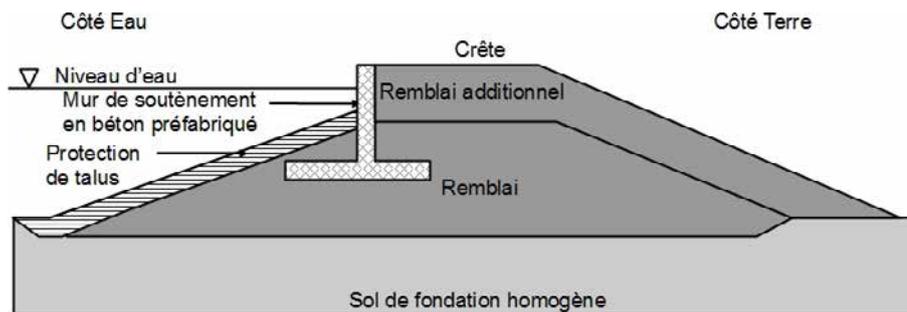


Figure 3.82 Surélévation de crête de digue par mur de soutènement en béton préfabriqué



Figure 3.83 Surélévation de crête de digue par mur en béton
(source : T. Mallet)

3.3.2.2 Les digues incorporant des structures côté eau

Définition et considérations générales

Dans la plupart des cas, les pentes de talus des digues sont restreintes par l'angle de frottement au repos des remblais. Les pentes de talus des digues ne peuvent pas excéder physiquement une certaine valeur, la largeur de base des digues pouvant ainsi être très importante. Lorsque l'espace disponible pour construire la digue est réduit, des murs de soutènement sont utilisés pour réduire l'empreinte au sol. La stabilité n'est pas assurée par une structure autostable massive, mais un mur de soutènement est utilisé pour retenir le remblai. Les murs de soutènement sont des composants multifonctions de la digue, car ils assurent également :

- une protection du remblai ;
- une imperméabilité (dans certains cas) ;
- une filtration, qui prévient la migration de la fraction fine du remblai.

Principaux composants

Une digue composite incorporant une structure de soutènement comprend au moins deux composants : le remblai et la structure de soutènement. Les différentes structures de soutènement peuvent être classées comme suit :

- les murs poids (murs en pierre maçonnés, mur poids en béton, gabions, etc) ;
- les parois écrans (en acier, en vinyle, en bois, en palplanches etc) ;
- les parois moulées ;
- les murs ancrés ;
- les murs cantilevers (murs en T inversé ou en L).

Aspects techniques

En contact avec des agents externes (air et eau), le mur de soutènement est donc sujet à la corrosion. Les variations de niveau et de teneur en eau dans le remblai soutenu affectent sa stabilité et le mur doit avoir un système de contrôle des suintements et des écoulements pour réduire les gradients de pressions hydrostatiques. Les transports solides (affouillements de pied) peuvent également affecter la stabilité de ces structures. Dans les environnements côtiers, la réflexion des vagues sur les murs, induisant un affouillement, particulièrement pour les murs verticaux, accentue les érosions de pied.

Schémas types

Les figures 3.84 à 3.86 sont des schémas typiques de digues composites incorporant des structures côté eau.

Note

Ces schémas de principe sont des illustrations et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. Beaucoup d'autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

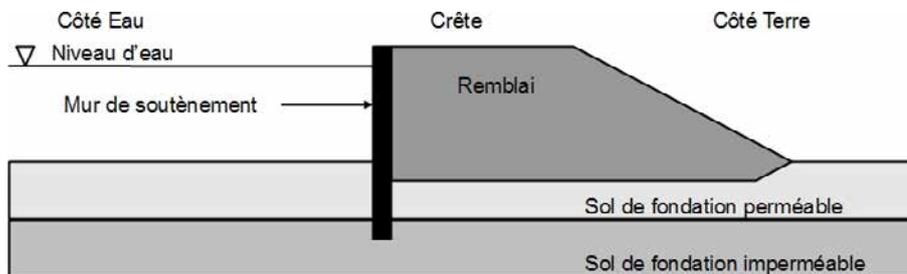


Figure 3.84 Digue composite avec mur de soutènement sur fine couche perméable de sol de fondation

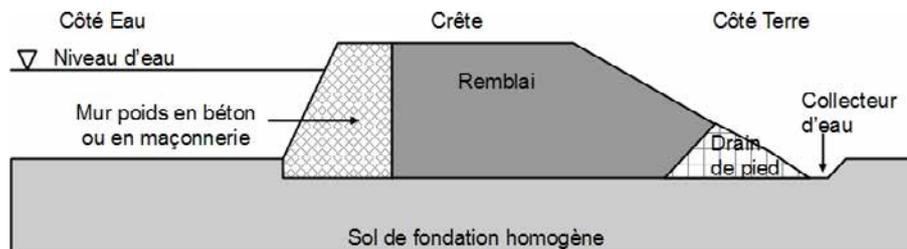


Figure 3.85 Digue composite avec mur poids de soutènement sur sol de fondation homogène

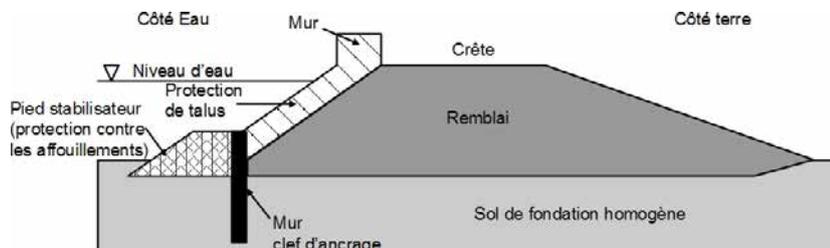


Figure 3.86 Digue composite avec protection de talus, clefs d'ancrage et tapis anti-affouillement.

3.3.2.3 Les digues incorporant des structures

Définition et considérations générales

Quand la perméabilité de la digue est affectée est parfois effectuée une opération sur la composante d'étanchéité de la digue, qui consiste le plus souvent à implanter un mur imperméable.

Les barrières d'infiltration sont des éléments construits dans le remblai de la digue et/ou sa fondation. Leur fonction est de retarder ou prévenir les infiltrations au travers de l'élément.

Principaux composants

Les digues peuvent inclure des murs de coupure des infiltrations de largeurs variables, construits avec des combinaisons de sols, ciments, chaux, bentonite ou autre mélange. Dans certains cas, la barrière d'infiltration peut être constituée de palplanches en acier ou en vinyle ou de membranes de chlorure de polyvinyle (PVC) ou d'autres compositions synthétiques.

Aspects techniques

Une prudence particulière doit être apportée lorsque le mur est ajouté à une digue existante (en travaux de réparation), pour anticiper la déstabilisation provoquée par les vibrations et les sollicitations des travaux .

La conception des barrières d'infiltration doit prendre en compte l'écoulement d'eau dans l'ensemble du système traversé par le chemin hydraulique. Prévenir les écoulements d'eau dans une zone peut induire des problématiques hydrauliques dans une autre zone (cf. encadré 3.7).

Encadré 3.7

Effet hydraulique défavorable de palplanches le long d'une rivière – un cas d'Irlande

Dans la ville de Clonmel, située dans le comté de Tipperary, une rangée de palplanches a été mise en œuvre le long d'une rivière pour permettre l'installation d'une conduite d'égout. La zone avait historiquement une probabilité annuelle d'inondation de 1/5, mais suite à l'installation des palplanches, les propriétaires des terrains notèrent que les niveaux de crue étaient plus élevés côté terres des palplanches que du côté du cours d'eau. La plaine inondable en bord de rive est étroite à cet endroit et les terrains s'élèvent abruptement. On comprit alors que le chemin hydraulique des eaux souterraines vers la rivière avait été allongé par les palplanches et que lorsque la rivière s'élargissait, la charge supplémentaire induite provoquait une remontée du niveau piézométrique au-dessus de la surface du sol. Une fois identifiée la source du problème, les habitants ont été en mesure de travailler avec les ingénieurs hydrauliciens pour résoudre la difficulté.

Schémas types

La Figure 3.87 est un schéma typique de digue composite incorporant des structures incluses.

Note

Ce schéma de principe est une illustration et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. Beaucoup d'autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

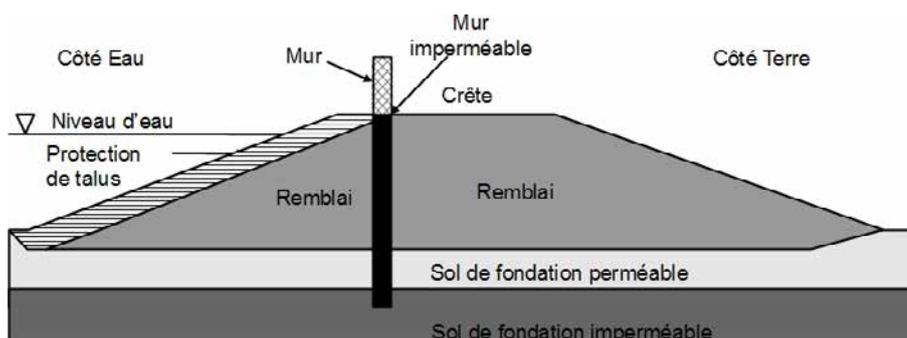


Figure 3.87 Digue composite avec mur imperméable

La Figure 3.88 est une illustration du renforcement d'une digue par un rideau de palplanches.



Figure 3.88 Digue composite avec rideau de palplanches
(source : T. Mallet)

3.3.2.4 Les digues incorporant des structures alternatives

Définition et considérations générales

Construites avec des méthodes ou matériaux alternatifs comprenant souvent un remblai associé à une structure souple, les digues se caractérisent par l'utilisation de procédés brevetés, l'emploi de remblais ou de matériaux particuliers, lesquels sont susceptibles de procurer un avantage à la solution conçue. L'encadré 3.8 présente et discute quelques expérimentations de constructions alternatives de digues au Royaume-Uni.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Aspects techniques

Ces techniques étant récentes, les expériences sont limitées. Les matériaux incluant des géotextiles sont parfois sujets au vandalisme, ce qui peut mettre en péril l'intégrité de la digue. De même que le vandalisme, la durabilité des géotextiles, particulièrement soumis aux UV, est également un point faible. Lorsqu'ils sont utilisés dans ce type de construction, les pneus ou les matériaux dérivés de pneus devraient systématiquement être recouverts de sols pour prévenir la détérioration du caoutchouc par les UV. L'esthétique du géotextile est souvent un élément négatif.

Encadré 3.8

Expérimentations au Royaume-Uni

(Morris *et al.*, 2007)

Systèmes brevetés de renforcements par géotextile ou terre armée

Les dernières années ont vu se développer l'utilisation de systèmes alternatifs tels que les murs en gabions, les matelas Reno, les géotextiles et les massifs de terre armée pour l'édification des digues, le raidissement de leur talus ou leur protection de surface. Ces systèmes présentent de nombreux avantages tels que l'accroissement de la résistance à l'érosion externe. Un avantage particulier de certains de ces systèmes brevetés est le raidissement des pentes de talus permettant la réduction de l'emprise au sol. Cependant, leur installation peut requérir des techniques spéciales et présenter des coûts élevés sur la totalité de leur durée de vie. Les géogrilles utilisées pour les renforcements horizontaux peuvent également agir comme des chemins préférentiels de drainage au travers des remblais, une attention particulière est donc nécessaire si une telle option est considérée.

Renforcement des sols par pneus individuels

Des pneus peuvent être liés ensemble par des cerclages pour former une grille de caoutchouc, qui une fois remplie de terre, constitue un système de renforcement des sols. Des remblais de différentes hauteurs ont pu être construits de cette manière, comme par exemple décrit au Brésil (Sayo *et al.*, 2002). L'utilisation des pneus en renforcement de sol est plus commune dans les terrassements à plus faible risque et la construction de routes.

Quelques exemples d'utilisation de pneus sans liaison sont rapportés pour la construction de structures s'apparentant à des remblais. Dans tous ces usages, une attention et une évaluation bien documentée sont nécessaires.

Utilisation de balles de pneus

Les balles de pneus ont une faible densité de l'ordre de 600 kg/m³ à 650 kg/m³, ce qui implique une capacité significative de réduction de la contrainte normale du sol tout en ayant un coefficient de cisaillement inter-balle raisonnablement élevé ($\mu=0,7$). Cependant, elles ont une porosité élevée (environ 50 %) et une perméabilité équivalente à de la grave. Ainsi est-il nécessaire, là où les balles forment le noyau d'un remblai de défense contre les inondations, de les entourer de matériaux imperméables pour limiter les infiltrations à une valeur acceptable. L'utilisation des balles a été étudiée jusqu'à aujourd'hui dans un projet de recherche et développement financé par le Defra et l'Environment Agency (Simm *et al.*, 2005). Dans le cadre de ce projet, un prototype majeur a été mené sur la rivière Witham près de Lincoln, où quelque 4 000 balles (400 000 pneus) ont été utilisées avec succès par l'Environment Agency pour stabiliser un kilomètre de remblai de défense contre les inondations. Le principal intérêt à l'emploi de balles de pneus sur ce site est lié à la faible résistance de la fondation tourbeuse. En raison de la relative faiblesse de la base tourbeuse, une assise plus profonde était nécessaire pour stabiliser la digue et prévenir le déclenchement d'un glissement sous le poids d'un remblai en matériaux argileux conventionnels. Le reprofilage du remblai à un pour quatre aurait conduit au déplacement d'une ligne électrique et d'un fossé de drainage. Un tel exercice aurait été très perturbateur pour l'environnement local, et coûteux en temps et en dépenses.

En utilisant des balles de pneus comme matériau de remblai, le talus a pu être raidi. La plus faible densité des balles de pneus, comparée à celle de l'argile, a permis d'utiliser moins de matériaux. La problématique de la stabilité et du reprofilage du remblai à un pour quatre a été contournée. La surveillance environnementale du site n'a révélé aucun effet préjudiciable à la qualité de l'eau, à la flore ou à la faune depuis la construction.

Remblais allégés

L'utilisation de remblais allégés a également été testée au Royaume-Uni. Aucun de ces matériaux n'est sans problématique ; par exemple, des préoccupations émergent souvent à propos des caractéristiques chimiques des produits plastiques de type PFA et la grande légèreté des polystyrènes les rend difficiles à maintenir sous l'eau. De la même manière, l'imperméabilité des matériaux artificiels est souvent discutable. Pour ces raisons, il est recommandé que ces matériaux soient seulement utilisés après des évaluations menées avec des essais soigneusement planifiés.

Schémas types

La Figure 3.89 est un schéma typique de digue composite incorporant des structures alternatives.

Note

Ce schéma de principe est une illustration et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. Beaucoup d'autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

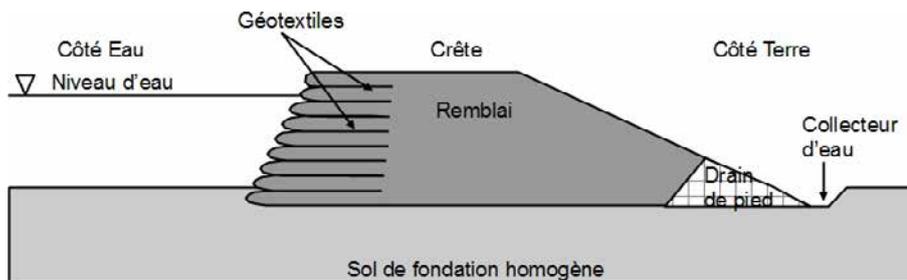


Figure 3.89 Digue composite avec mur de soutènement en géotextile sur sol homogène de fondation

3.3.3 Les digues historiques

Les digues au travers des temps

Les digues historiques consistent en de multiples strates de sols construites au cours de nombreuses années. Le remblai résultant est une structure complexe particulière dérivant de l'histoire nationale, régionale et locale. Les systèmes de digue dont nous héritons ont été conçus par nos prédécesseurs et ont été continuellement modifiés et étendus au cours des années, au fil de multiples étapes de construction usant d'une grande variété de matériaux.

Les digues peuvent être composées de matériaux très divers. Les premiers matériaux de construction typiquement employés pour l'érection de la première ligne de défense ont été les sols disponibles localement, lesquels pouvaient être facilement transportés et mis en œuvre. Avec l'expérience et les avancées technologiques, les élargissements plus récents ont été préférentiellement construits avec des sols plus imperméables et stables.

Les problématiques suivantes sont communes aux digues historiques :

- documentation historique imprécise concernant les méthodes de construction et les constituants des matériaux employés pour la construction de la digue ;
- absence de noyau du remblai ou de matériau de fondation en raison d'une mauvaise mise en place ou de caractéristiques perméables ;
- discontinuité de composition en section longitudinale ;
- défaillance de la capacité portante ;
- complexité des structures provenant de différentes étapes de construction ;
- documents d'archives manquants pour la connaissance de la digue ;
- évolution des matériaux au cours du temps.

Études de cas

Les encadrés 3.9 à 3.11 sont des exemples de digues historiques.

Encadré 3.9

Digue historiquement agrandie sur la rivière Odra, Allemagne

Une digue historiquement agrandie sur la rivière Odra fut démantelée dans le secteur d'Oderbruch et reconstruite à l'écart de la rivière pour agrandir le ségonnal et l'espace de mobilité de la rivière. Les matériaux furent partiellement réemployés pour la construction de la nouvelle digue. Durant la déconstruction, la structure interne de la digue a été étudiée.

D'une hauteur totale d'environ six mètres, elle a été rehaussée en plusieurs étapes. La digue est datée du XVe siècle. Autour de 1717, le remblai a été surélevé jusqu'à environ 3,75 mètres. Après la crue catastrophique de 1832 a été réalisée la rehausse finale jusqu'à la hauteur actuelle (cf. figures 3.90 et 3.91).

Une remise à neuf, avec des adaptations aux standards techniques actuels, a été mise en œuvre, appuyée sur l'expérience de la crue de 1997.



Figure 3.90 **Ancienne section en travers de la digue au km 3**
(source : F. Krueger, Franckfort sur l'Odra)

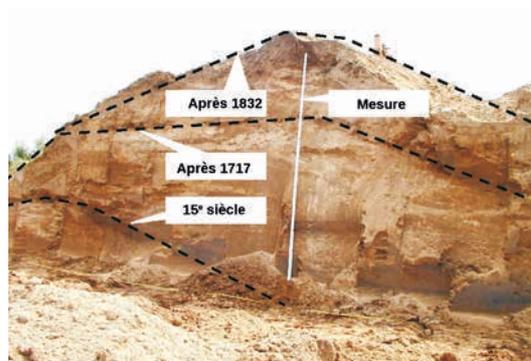


Figure 3.91 **Ancienne section en travers de la digue au km 3.2**
(source : F. Krueger, Franckfort sur l'Odra)

Encadré 3.10

Digue historique aux Pays-bas

Dans les parties basses du nord-ouest de l'Europe, les digues ont été construites pour protéger les terres agricoles. Ces digues étaient originellement plutôt basses et fréquemment surversées. Le long des rivières, les terres agricoles en arrière des digues étaient souvent constituées de sols mous, d'où l'utilisation des digues comme routes principales dans ces secteurs et l'implantation des fermes et des villages sur ou le long des digues. Les digues principales étaient construites plus à l'intérieur des terres, aussi leur hauteur constituait-elle l'enjeu le plus important (Vierling, 1579).

Il en résulte que l'amélioration des digues dans ces situations était plutôt difficile. Après une crue, on décidait d'augmenter la hauteur des digues, ce qui conduisait souvent à la construction de digues à talus plus raides. L'élargissement de la digue pour augmenter la stabilité géotechnique pouvait être problématique. Ainsi les digues fluviales se reconnaissent à leur pente de talus externe raide et à leur pente de talus interne douce.

Ce problème a été moins fréquent avec les digues maritimes. Pour ces dernières, historiquement, le problème principal était de faire face aux attaques des vagues. Pour cela, une pente de talus externe douce était employée. Ainsi, une digue maritime pouvait se reconnaître à sa pente de talus externe douce et à sa pente de talus interne raide. Là où l'espace n'était pas disponible (soit autour des villes), des revêtements étaient nécessaires. Dans un premier temps, ces revêtements furent construits en palissades avec algues (cf. figure 3.92).

Encadré 3.10 (suite)
Digue historique aux Pays-bas

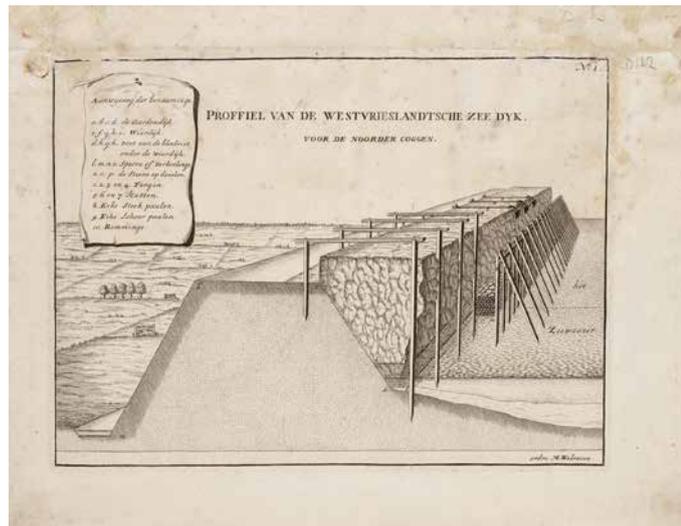
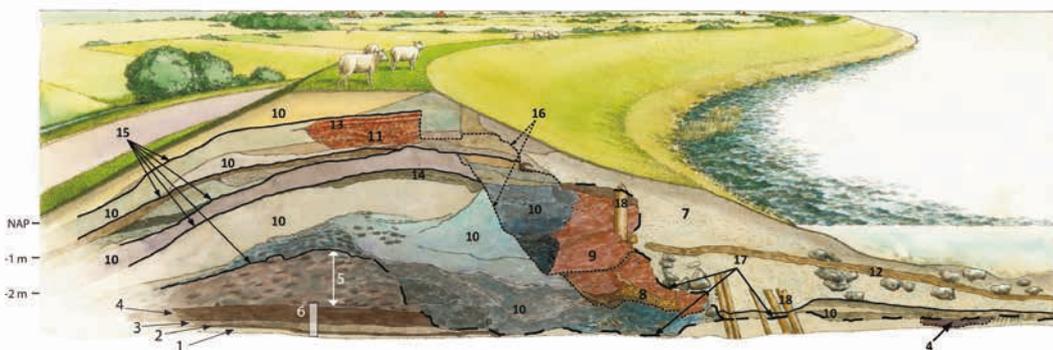


Figure 3.92 **Digue maritime près de Medemblik, Pays-Bas, autours de 1600**
(dessin de la Municipalité de Medemblik – gravure originale en cuivre de Maurits Valraven)

En raison des liaisons maritimes avec l'Extrême-Orient, le ver taret (*Teredo navalis*, bivalve vermiforme) a été introduit dans le nord-ouest de l'Europe. Ce bivalve mange le bois en eaux salées et détruit tous les revêtements. En quelques décennies, toutes les protections en palissades et algues ont dû être remplacées par des revêtements en pierre. En raison du manque de carrières dans cette région, toutes les pierres ont dû être importées sur de longues distances, rendant les revêtements en pierre très onéreux. La conception s'attacha donc à diminuer la quantité de pierres dans les revêtements, ce qui conduisit aux revêtements en pierres pavés, les revêtements en pierres déversées utilisant beaucoup plus de pierres. Bien que les pierres pour les revêtements pavés et leur mise en place aient un coût élevé, cette technique restait moins onéreuse qu'une importation de grandes quantités de blocs pour la réalisation d'un revêtement en enrochements.



Notes

- | | | | |
|---|---|---|---|
| 1 Sous-sol d'argile sablonneux. | 5 Morceaux de tourbe (la plus ancienne digue du 13e siècle) | 10 Couches d'argile, d'argile sableuse et de sable. | 16 Extension de l'affouillement dans les anciennes strates. |
| 2 Surface régulière de l'âge de Bronze avec des particules de charbon | 6 Emplacement des échantillons. | 11 Décombres. | 17 Extension de l'érosion due à la mer. |
| 3 Dépôt formé dans de l'eau courante peu profonde (gyttja). | 7 Coquillages. | 12 Tapis de saules. | 18 Débris de palissades. |
| 4 Dépôt de tourbe. | 8 Roseaux et brindilles. | 13 Briques. | |
| | 9 Algues. | 14 Couche fortement enracinée. | |
| | | 15 Ancienne surface. | |

Figure 3.93 **Section en travers d'une digue maritime près de Enkhuizen, Pays-bas**
(source : B. Brobbel, d'après Van Geel *et al.*, 1983)

Les sections transversales des digues anciennes révèlent l'histoire de leur amélioration, ainsi par exemple, la section en travers de la digue maritime près d'Enkhuizen, aux Pays-bas. La partie la plus ancienne (près du point 4 de la figure 3.93) fut construite entre 1170 et 1319.

Encadré 3.11
Digue historique du fleuve Loire, France

Les digues de la Loire (France) sont des structures en terre construites au cours des âges pour protéger les plaines inondables de la Loire contre les dommages des crues (cf. figures 3.94 et 3.95).



Figure 3.94 **Digue de la Loire à Sandillon**
 (source : DREAL Centre)



Figure 3.95 **Digue de la Loire à Melleray**
 (source : DREAL Centre)

Les systèmes de défense contre les crues sont le fruit d'étapes successives de construction :

- **Au Moyen Âge** : même si on ne construisait pas alors d'habitations dans la plaine inondable, les seigneurs qui souhaitaient étendre leurs terres cultivées érigeaient, avec le concours des fermiers, des protections constituées de mélanges de terre et de plantes, renforcées par des pieux en bois, pour limiter l'érosion des sols provoquée par les inondations mineures. Principalement conçues pour ralentir les écoulements, ces structures furent notablement inefficaces pour prévenir les inondations ;
- **Du XV^e au XVIII^e siècles** : avec l'essor de la navigation fluviale, beaucoup de structures furent édifiées pour concentrer les écoulements d'eaux dans le lit mineur, en particulier à proximité des ports. Comme ces structures se révélèrent incapables de protéger des inondations les enjeux croissants et l'usage fait des terres des plaines inondables, la monarchie décida d'ériger des systèmes de défense unifiés en terre tout le long du fleuve Loire en joignant les structures de navigation. Les digues de la Loire ont été alternativement rehaussées et élargies avec des matériaux locaux après chaque crue majeure. Les talus de digues ont progressivement été équipés de pavages en pierre recouverts de sols pour prévenir les dommages de l'érosion, et les premiers déversoirs ont été expérimentés suivant cette technique. De nouvelles réglementations interdirent toute construction à moins de vingt mètres du pied des digues ;
- **Au XIX^e siècle** : trois crues majeures en 1846, 1856 et 1866 ont provoqué des dommages majeurs aux digues (plus de deux cents brèches). Pour prévenir de tels dommages, des banquettes latérales (environ 50 cm de hauteur) ont été construites en crête des digues, sans jamais être très efficaces. Un programme de déversoirs a été partiellement mis en œuvre après ces crues ;
- **Du XX^e au XXI^e siècle** : beaucoup de réseaux traversants ont été implantés dans les digues au XX^e siècle. Pour prévenir les suintements, les digues de la Loire ont été élargies et lorsque cela était possible, un drain filtrant a été installé au pied de la digue côté terre. Lorsque l'élargissement était impossible, des écrans étanches ont été implantés dans le corps de digue. Des enrochements en tas ont été utilisés pour protéger de l'érosion externe le pied de digue côté fleuve.

Ces différentes étapes de construction ont constitué un très long processus avec de nombreuses disparités régionales. Construction et maintenance ont été stoppées durant de nombreuses périodes (par exemple pendant la Révolution française) et les crues majeures étaient régulièrement suivies de programmes majeurs de renforcement. Beaucoup de brèches ont été rapidement réparées par différents types de matériaux qui sont encore en place dans les digues.

Les digues de la Loire sont des structures composites invisibles de par le processus de conception unique et homogène (cf. figure 3.96).

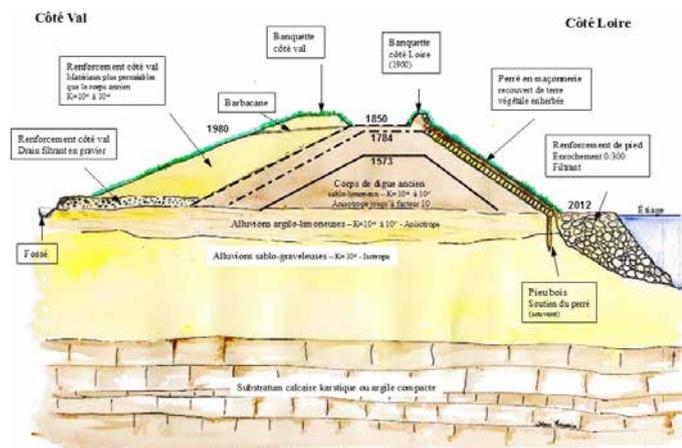


Figure 3.96 **Coupe transversale type d'une digue de la Loire aujourd'hui**
 (source : J. Maurin)

3.4 STRUCTURES ASSOCIÉES AUX DIGUES

De nombreuses structures sont construites en association avec les digues afin de les compléter (cf. figure 3.1). Chaque structure a sa propre fonction primaire. Certaines sont conçues et construites spécifiquement pour réduire le risque d'inondation durant les épisodes de crues. D'autres sont installées pour réguler les niveaux d'eau internes en conditions journalières, et certaines construites encore pour d'autres préoccupations. Indépendamment de la fonctionnalité et des caractéristiques qui s'y attachent, les points de connexion de ces structures, qu'ils soient dans ou sur la digue, sont critiques pour l'intégrité du système de défense contre les inondations.

Les zones endiguées requièrent souvent des dispositions pour le drainage des eaux internes, résultant des suintements au travers des digues ou de ruissellements éclairés de venues d'eaux locales incontrôlées, qui s'écoulent dans des chenaux à l'intérieur de la zone endiguée. Le contrôle de ces eaux est réalisé au moyen de stations de pompage, de portes à marées, de clapets rabattants ou de stockages temporaires d'eau dans les zones les plus basses ou dans les chenaux qui ne sont pas sujets à des dommages par l'inondation. Ces éléments, ainsi que d'autres mis en place pour la défense contre les inondations, sont décrits en section 3.4.1

Lorsqu'on considère chaque discontinuité créée par une structure placée sous, dans ou au-dessus d'une digue, il est important de s'assurer que le standard de protection et de service apporté par la structure est cohérent avec celui de la digue. Un unique point faible peut compromettre un système de défense.

Les structures fluviales associées aux digues sont construites dans l'un ou plusieurs des objectifs suivants :

1. retenir temporairement l'eau pour prévenir les inondations d'une zone désignée ;
2. permettre un déversement contrôlé des eaux ;
3. permettre un accès au travers du système de défense ;
4. évacuer l'eau du côté terre vers le côté en eau du système de défense ;
5. permettre à des réseaux utiles de passer au-dessus, dedans ou au-dessous du système de défense contre les inondations ;
6. mesurer les caractéristiques et l'intégrité de la digue ;
7. permettre le drainage des eaux depuis la zone endiguée.

Les structures des digues côtières sont conçues pour gérer le risque de dommages aux zones terrestres provenant des effets des tempêtes marines se développant sur de grandes étendues d'eau. Les objectifs des structures des digues côtières sont de :

- **réduire les dommages liés aux vagues** : les tempêtes marines produisent de grandes vagues pouvant significativement endommager les infrastructures terrestres et les structures de gestion du risque inondation ;
- **réduire les dommages liés aux surcotes de tempête** : les tempêtes marines présentent souvent un danger d'inondation pour les zones terrestres, effets réduits par la construction de digues et de murs antisubmersions qui servent de barrières contre les surcotes ;
- **réduire l'érosion côtière** : le maintien de la ligne de rivage est important à différents titres ; la stabilité économique et structurelle des infrastructures à proximité du rivage ainsi que l'existence de zones humides et forestières, qui peuvent réduire les effets terrestres des vents et des surcotes induits par les tempêtes marines, dépendent de la stabilité de la ligne de rivage.

Les structures associées aux digues dans les environnements estuariens peuvent être construites pour atteindre une combinaison d'objectifs des systèmes de défense fluviaux et maritimes tels que discutés précédemment.

La plupart des structures associées aux digues ont en commun des problématiques concernant l'interface entre digue et structure, qui sont décrites dans le tableau 3.17.

Tableau 3.17 Problématiques techniques concernant l'interface entre structures et digues

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Érosion externe en surface d'une zone de transition qui peut être provoquée par de l'érosion de contact ou par une source de turbulence née d'une différence de coefficient de rugosité entre les deux matériaux de la transition	Utilisation d'un matériau de filtre à l'interface. Protection du talus adaptée à la prévention de l'érosion.	8.4, 9.1.3
Érosion interne à la transition entre le sol et la structure <ul style="list-style-type: none"> ● érosion régressive ● érosion de conduit ● suffusion ● érosion de contact 	Les mélanges de coulis expansif (non rétractable) peuvent être avantageux pour réduire le risque de renard le long des interfaces sol/structures.	8.5, 9.1.3
Tassement sous ou à proximité de structures, générant un passage privilégié pour les écoulements d'eau	Conception conservatrice des systèmes de fondation pour le support des structures dans les sols mous ou compressibles, et une combinaison de systèmes de fondation et de préconsolidation des sols supports de fondation (réalisée par des drains de consolidation, des préchargements et l'utilisation de tassomètres à plaque).	4.9, 7.7, 7.8, 8.7, 9.1.3
Glissement (cisaillement induit) lié à la présence d'une structure	Les éléments de construction peuvent être ancrés pour une meilleure stabilité, des matériaux appropriés doivent être utilisés pour le remblaiement et un compactage adapté réalisé à proximité du point de transition.	8.6, 9.1.3
Défaillance, instabilité et effondrement de la structure	Maintenance continue et inspection périodique de l'intégrité de la structure. Stockage de l'information dans une banque de données avec les détails de la structure de transition incluant le type, le matériau de constitution, le propriétaire, l'historique du chargement, les enregistrements de maintenance et la performance.	4.2
Le propriétaire/gestionnaire de la structure peut ne pas être le gestionnaire de la digue	Un manuel d'exploitation et de maintenance avec des demandes spécifiques doit être approuvé par tous les opérateurs et gestionnaires.	4.1.4, 4.3

3.4.1 Structures contribuant à la défense contre les inondations

Les éléments décrits dans cette section sont des structures construites pour la défense contre les inondations durant les surcotes de tempêtes et les hauts niveaux d'eau, et pour la gestion journalière des niveaux des eaux intérieures. Nombre de ces structures peuvent être utilisées en association avec d'autres éléments dans les environnements fluviaux, estuariens ou côtiers. Pour des considérations détaillées sur les données requises et la conception relative aux structures de protection contre les inondations, voir la section 9.11. L'ordre dans lequel les structures sont considérées dans cette section est le suivant :

- **les structures ou éléments naturels qui retiennent l'eau** : dunes, murs antissubmersions ;
- **les structures qui retiennent l'eau mais nécessitent d'être fermées durant les crues** : portes, conduites d'évacuation, écluses, barrières ou barrages antitempêtes ;
- **les structures qui retiennent l'eau en association avec des digues ou le terrain naturel** : murs antifranchissements, cloisons étanches, revêtements ;
- **les structures qui assistent les digues en réduisant les actions hydrauliques** : plages ayant un rôle d'amortissement de la houle, jetées, épis ;
- **les structures qui contribuent par d'autres moyens à la défense contre les inondations** : dispositifs d'aération, dégrilleurs, stations de pompes.

3.4.1.1 Déversoirs et lits de dérivation en crue

Définition

Un déversoir est une structure conçue pour contrôler le transfert de l'eau d'une zone à une autre, soit au travers, soit au-dessus de la structure (cf. figures 3.97 et 3.98). Il peut être conçu pour dériver l'eau de la rivière ou pour la lui restituer. Le plus souvent, les déversoirs écrètent les pics de crues pour prévenir la surverse ou l'endommagement du barrage ou de la digue. À l'exception des événements à haut niveau d'eau, l'eau ne devrait normalement pas s'écouler au-dessus du déversoir. Si le débit peut être contrôlé par des moyens mécaniques, tels que des portes, il s'agit d'un déversoir contrôlé. Si la géométrie du déversoir est le seul contrôle, on parle alors de déversoir non contrôlé.



Figure 3.97 **Déversoir sur la rivière du Vidourle**
(source : G. Degoutte, Irstea)

Une fonction secondaire des déversoirs peut être de délivrer de l'eau sur le côté terre d'un système de défense contre les inondations. Cela peut réduire la charge hydraulique différentielle appliquée sur la digue en apportant une surcharge supplémentaire sur le côté terre, laquelle s'opposera à l'action des pressions de soulèvement.

Un déversoir peut être construit comme un remblaiement à crête abaissée et protégé de l'érosion de surface liée à la vitesse élevée des débits d'eau. La surface de protection est habituellement en béton, pierre de construction ou enrochements. La connexion de la section à déversement au remblai de la digue est réalisée par des rampes ou des murs verticaux.



Les déversoirs de type porte et à faible charge ont habituellement des niveaux en crête proches du niveau du lit de la rivière afin de maximiser leur capacité. Le niveau du lit de la rivière varie habituellement le long du profil en long de la section du déversoir, et le niveau du lit dans les rivières alluviales varie en fonction des débits ; il est donc nécessaire de parfaitement comprendre les caractéristiques durant les conditions de crues pour sélectionner avec précision la cote optimale de la crête.

La longueur des déversoirs conçus comme des digues déversantes est souvent déterminée en sélectionnant la combinaison et le nombre de portes, de longueurs de section à déversement, de servitudes d'écoulement, et de rehausses de digues ayant le coût total minimum. Les sections à déversement avec des différentiels de charge hydraulique significatifs requerront des formes de crêtes adaptées, des structures de dissipation de l'énergie ainsi que la protection des coursiers de décharge en aval.

Figure 3.98 **Déversoir sur le fleuve Loire**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

Un lit de dérivation en crue correspond à des terrains ou propriétés réservés pour détourner les eaux de crues d'un chenal de rivière ou d'autres cours d'eau. L'utilisation d'une dérivation induit un abaissement du cours d'eau et allège les pressions sur les systèmes de digues à proximité du chenal de la rivière.

Fonctions dans le système de défense

Déversoirs et dérivations peuvent fonctionner seuls ou en tandem l'un avec l'autre, le déversoir formant le point d'entrée du transport de l'eau par le chemin de dérivation.

Deux types de déversoirs peuvent être identifiés, suivant les objectifs de la zone en aval :

1. Les déversoirs de sécurité sont des structures qui déversent dans une zone endiguée. Leur objectif est de protéger la digue d'une défaillance sous des niveaux d'eau excessifs.
2. Les déversoirs de dérivation sont des structures qui déversent dans une zone de rétention des crues, un chenal secondaire de rivière ou une dérivation identifiée. Leur objectif est de détourner une partie de la crue du chenal principal de la rivière afin de réduire le niveau d'eau en aval.

Les composants rattachés aux déversoirs comprennent la crête du déversoir, les structures de dissipation et les protections du coursier aval, lesquelles sont conçus pour minimiser l'affouillement et l'érosion côté terres, dus au fonctionnement des déversoirs.

Problématiques

Le tableau 3.18 souligne les problématiques principales associées aux déversoirs et aux dérivations.

Tableau 3.18 **Enjeux techniques concernant les déversoirs et dérivations**

Enjeux	Méthodes	Sections de référence
Affouillements, résultant de vitesses élevées lors des pointes de débit, côté eau et en pied de talus côté terre	Mise en place de matériaux de revêtements conventionnels, mise en place de matelas articulés préfabriqués en béton (MAB), protection de pied en pierres concassées, mise en place de gazon pour le contrôle de l'érosion, inspection et maintenance continues.	4.13, 9.14

Enjeux	Méthodes	Sections de référence
Stabilité de la crête	Mise en place de gazon et construction de revêtements pour minimiser l'érosion, adoucissement des pentes de talus des remblais supports de déversoir, conception et construction de risbermes stabilisatrices, inspection et maintenance continues.	4.11, 4.13, 9.14
Résilience des matériaux de constitution	Sélection appropriée de la taille minimale des blocs de revêtements en pierre, sélection appropriée de composants correctement dimensionnés de matelas articulés en béton (MAB), utilisation de composants structurels en béton dans la conception des déversoirs, inspection et maintenance continues.	4.13, 9.14, 10.5
Développement incontrôlé	Réglementer le développement dans une dérivation conçue pour assurer l'absence d'élévation du niveau de crue en amont et pour sauvegarder d'une inondation inutile les infrastructures existantes.	2.2
Erreur humaine dans les opérations de dérivation	Développer les consignes écrites pour les procédures opérationnelles afin d'assister les décisions des propriétaires sur le moment et le lieu de mise en œuvre du système de défense contre les inondations, en vue de garantir la sûreté de fonctionnement et une protection adéquate du public, des propriétés et de l'environnement.	4.2
Déversoirs fixes qui ne peuvent être « contrôlés » en cas d'événement de crue – Ils sont soit actifs soit inactifs suivant le niveau de l'eau.	Envisager la conception d'un déversoir contrôlé, avec portes à flots ou autres accessoires pour retenir l'eau en dessous d'un seuil pour lequel il a été conçu.	9.14

Schémas de principe

La figure 3.99 présente un lit en crue qui est une extension latérale ou un élargissement du lit de la rivière où les limites latérales en crue s'étendent au-delà du chenal principal.

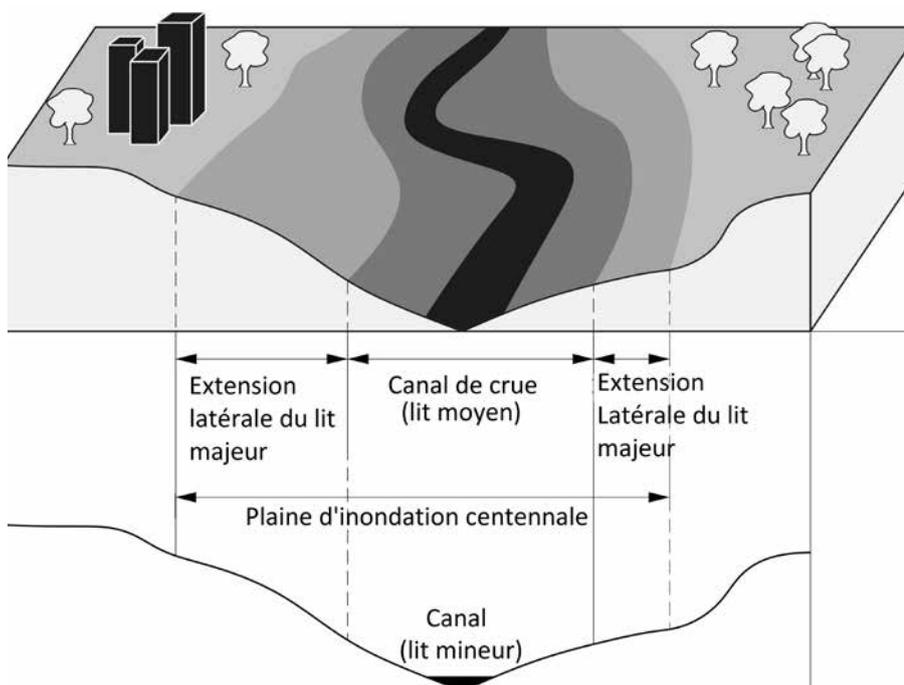


Figure 3.99 Description générale d'un lit en crue au sein d'une plaine d'inondation

Un lit de dérivation en crue peut également être situé le long du tracé du cours d'eau ou former un chemin distinct (cf. figure 3.100).

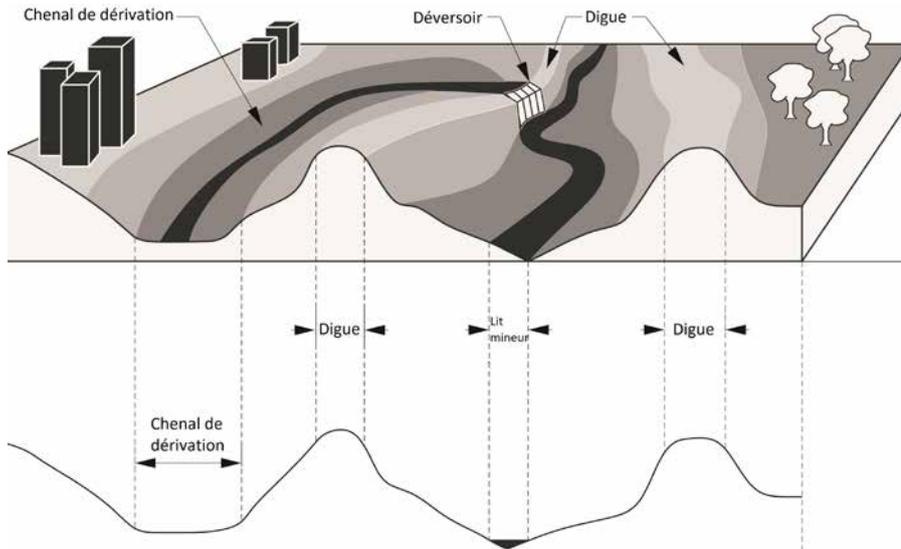
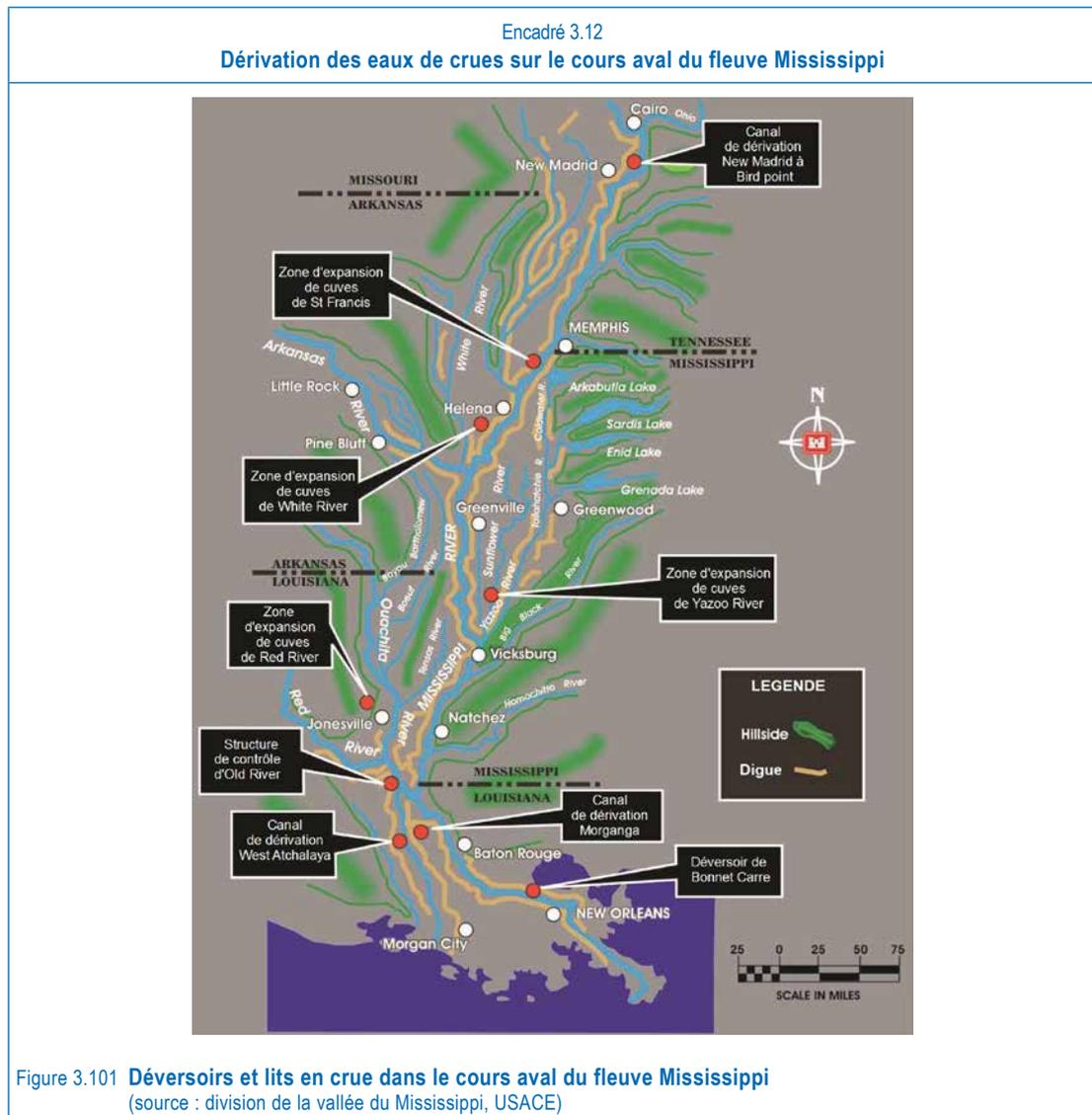


Figure 3.100 Configuration de lit en crue et de déversoir

L'encadré 3.12 présente un exemple de gestion de rivière utilisant des déversoirs.



3.4.1.2 Murs anti-inondations

Définition

Un mur anti-inondations est une barrière verticale conçue pour contenir temporairement une rivière ou autre masse d'eau, dans lesquelles le volume d'eau peut fluctuer, augmentant significativement durant des événements météorologiques saisonniers ou extrêmes. Les murs anti-inondations sont principalement installés dans les secteurs où l'espace est rare, tels les environnements urbains ou là où la construction de digues est impossible. Les murs anti-inondations, de même que les digues ou autres dispositifs de drainage intérieurs incluant les stations de pompage, doivent fonctionner comme un système pour maintenir le niveau intérieur de la surface des eaux sous le niveau d'endommagement.

En complément des digues, les murs anti-inondations sont les structures les plus communément utilisées pour gérer les risques d'inondation provoqués par les tempêtes maritimes. Dans bien des cas, ils servent à réduire le risque de submersion par les rivières et les surcotes de tempêtes pouvant survenir à proximité des embouchures des principaux fleuves. Les murs antisubmersions sont conçus pour un débit de rivière ou une surcote de tempête de période de retour spécifique. La conception ultime est basée sur les conditions les plus sévères. Des murs anti-inondations temporaires et amovibles sont également occasionnellement utilisés pour réduire les risques d'inondation de propriétés. Les figures 3.102 à 3.104 montrent différents types de murs anti-inondations, dont deux affichent des détails architecturaux qui améliorent l'esthétisme des structures.



Figure 3.102 **Mur anti-inondations en béton peint.**
Cap Girardeau, Missouri, États-Unis
(source : USACE)



Figure 3.103 **Mur anti-inondations esthétique.**
Saint-Louis, Missouri, États-Unis
(source : USACE)

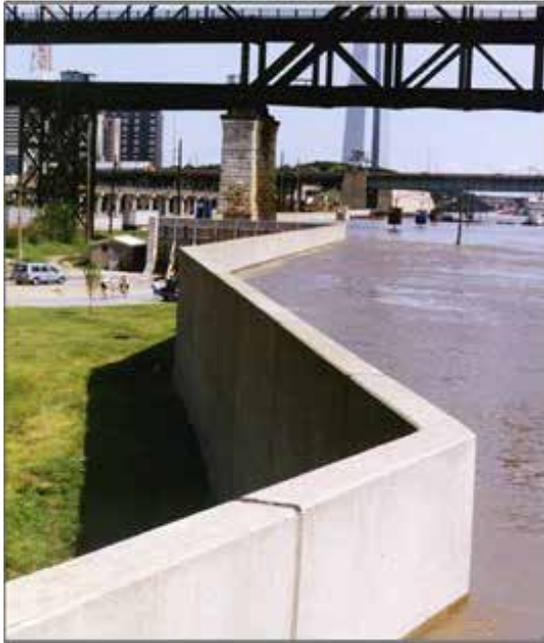


Figure 3.104 **Mur anti-inondation en béton. Saint-Louis, Missouri, États-Unis**
(source : USACE)

Les effets d'une tempête plus conséquente que celle prévue dans la conception du mur antisubmersions, doivent être considérés ; au cas où le mur antisubmersions serait franchi, la structure doit être construite avec résilience pour prévenir l'effondrement complet ou la rupture catastrophique.

Certains murs antisubmersions sont destinés à fonctionner comme des murs de soutènement en l'absence de charge hydraulique. Cependant, lorsque des charges hydrauliques sont appliquées de chaque côté du mur de soutènement, sa fonction change alors de celle d'un mur anti-inondations. Un mur anti-inondations est un type de mur de soutènement sujet à des forces hydrauliques sur un côté qui sont généralement supérieures à toutes les forces de résistance des sols sur le côté opposé. Les murs de soutènement habituels sont destinés à retenir des matériaux de remblai en terre et conçus pour une pression des terres latérale appropriée appliquée sur un seul côté du mur. En comparaison, les murs anti-inondations sont conçus pour supporter des charges hydrauliques appliquées de chaque côté, côté terre ou côté eau, en plus de la pression latérale des terres. La sollicitation de l'inondation (surcote de marée, crue de rivière, etc.) peut être d'une direction identique ou opposée à celle de la pression maximale des terres.

Les murs anti-inondations construits en béton préfabriqué sont équipés de portes pour permettre un accès côté terre ou côté eau. Les structures en béton coulé en place sont conçues soit en gravité soit en porte-à-faux. La conception par gravité repose sur une stabilité assurée par le poids du béton, avec peu ou pas d'armatures internes de renforcement en acier, tandis que les composants de murs en porte-à-faux sont relativement fins et donc renforcés. D'autres systèmes de conception et d'autres matériaux sont possibles, y compris les mortiers de pierre ou de brique. Les murs sont fondés sur le rocher, le sol ou sur pieux, souvent associés à des géosynthétiques mis en place sous le mur et intégrés au pied de l'ouvrage. Cette méthode de construction vise à prévenir ou minimiser les infiltrations sous ou au travers de la fondation en raison de la présence de matériaux relativement perméables à proximité de la surface du sol, dans les sols de couverture à grains fins (par exemple : lentilles de sable, dépôts localisés de matériaux de remblai perméables). Un système de drain sous-jacent au pied est souvent construit sur le côté terre du mur pour intercepter les flux potentiels d'infiltrations de façon à prévenir le sous-minage du mur par la perte de matériaux du sol.

Les types les plus communs de murs anti-inondations sont les murs en porte-à-faux de type T et les murs de type I. Les murs en porte-à-faux de type T ont une configuration en T inversé, dans laquelle la barre horizontale du T sert de base, tandis que la barre verticale sert à la rétention de l'eau. Lorsqu'ils sont fondés dans les sols, une clef de base verticale est parfois utilisée pour accroître la résistance aux mouvements horizontaux. Si le mur est fondé au rocher, la clef n'est habituellement pas utilisée. Lorsque cela est nécessaire, le mur peut être fondé sur pieux. Une coupure par un rideau de palplanches en acier peut être incluse pour contrôler les suintements sous-jacents ou apporter une protection contre l'affouillement de la fondation. Les murs de type T peuvent présenter une base horizontale ou légèrement en pente. Les murs anti-inondations de type I sont constitués de palplanches foncées couronnées par un mur en béton. Les murs en I sont le plus souvent utilisés en connexion avec une digue et des jonctions en mur en T, pour la protection dans les zones restreintes étroites, où la hauteur du mur ne dépasse pas 2,5 à 3 mètres, en fonction des propriétés des sols et de la géométrie.

Un autre type de mur antisubmersions comprend les murs de soutènement à embase en palplanches métalliques, constitués de palplanches verticales en béton précontraint et soutenues par des pieux battus connectés aux palplanches par une poutre horizontale en béton coulé en place avec des connecteurs de cisaillement, requis pour résister à la composante verticale de la charge dans les pieux battus. Ce type de mur est communément employé le long des côtes, car il est idéal dans les zones humides puisque la construction du mur ne nécessite pas d'excavation ni d'assèchement des sols. L'inconvénient est que ce type de mur est plus incertain que les autres types de murs.

D'autres types de murs antisubmersions moins communs sont les contreforts, les murs poids, les murs cellulaires, les palplanches cellulaires.

Fonctions dans le système de défense

Les murs anti-inondations sont souvent conçus pour les zones urbaines ayant d'étroites emprises, dans lesquelles les terrains disponibles sont limités et ne permettent pas la construction de digues. L'objectif du mur anti-inondations est de contenir temporairement la rivière ou toute autre masse d'eau et de protéger les propriétés adjacentes de l'inondation.

Problématiques

Le tableau 3.19 souligne les problématiques principales des murs anti-inondations.

Tableau 3.19 Problématiques techniques concernant les murs anti-inondations

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Trous d'affouillements à la base des murs anti-inondations.	Un concepteur doit être consulté. En cas de trou d'affouillement, envisager d'effectuer une reconnaissance acoustique ou bathymétrique si l'affouillement semble affecter une large zone. Réparer avec des sols compactés et/ou des enrochements. Les remblais doivent être ré-ensemencés.	4.17
Déplacement et détérioration des joints de mur	Remplir et reboucher les joints. Si un panneau de mur anti-inondations se déplace latéralement ou verticalement de plus de 0,025 mètre par rapport au panneau adjacent, le joint étanche est probablement défaillant et un joint externe étanche devra être conçu pour son remplacement.	4.17
Tassement des panneaux de mur	Un concepteur doit être consulté.	4.17
Gestion des connexions/transitions avec les structures de fermeture	Inspecter les matériaux du joint et remplacer ceux qui sont dégradés. Inspecter la corrosion des aciers et le ponçage ou revêtement époxy ou remplacer les éléments en acier corrodé. Inspecter les écaillages et fissurations des composants en béton et rejointoyer ou calfeutrer les circuits de suintement potentiel observés et remplacer si possible les composants défectueux.	4.14, 4.17
Gestion des transitions d'un mur anti-inondations à un remblai de digue	Inspecter la surface du sol du côté terre pour rechercher des traces de suintements ou de volcans de sables. Inspecter l'interface sol-structure pour rechercher des vides ou retraits. Utiliser des mélanges de coulis sans retrait comme remblai de zone de transition à l'interface sol-structure pour minimiser l'apparition de conduits et de retraits aux interfaces, et le développement de chemins possibles de suintement.	4.16, 4.17, 9.11, 9.15
Détérioration de surface – fissuration et/ou écaillage	Déterminer la cause des écaillages et fissurations et concevoir un système de réparation pour traiter la cause. Sceller les fissures pour prévenir toute détérioration future par l'intrusion d'eau. Revêtir les surfaces horizontales des murs antisubmersions avec un traitement soluble de béton réactif silicaté.	4.17

Schémas de principe

Les figures 3.105 à 3.107 sont des schémas de principe de murs anti-inondations.

Note

Ces schémas de principe sont des illustrations et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. Beaucoup d'autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

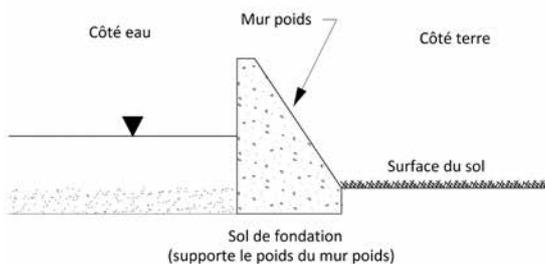


Figure 3.105 Mur poids anti-inondations

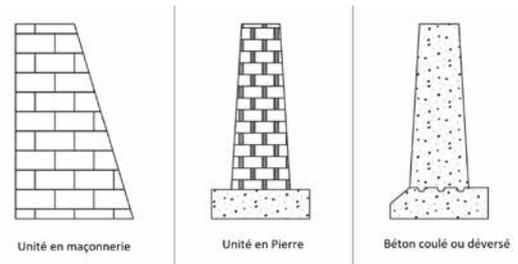


Figure 3.106 Types de mur poids

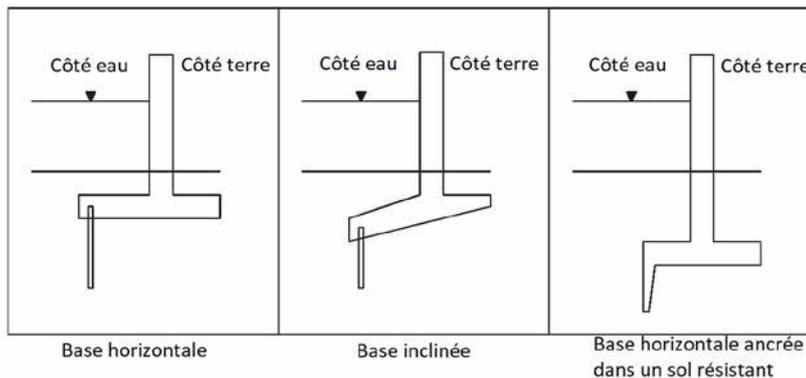


Figure 3.107 Types de mur en T

3.4.1.3 Dunes

Définition

Les dunes sont des éléments d'origine naturelle formant une protection de plage non rigide et créés sous l'action combinée du sable, des vents et de la végétation. Les dunes se développent souvent avec une obstruction initiale sur la plage qui diminue la force des vents, provoquant le dépôt et l'accumulation des grains de sable. Les digues maritimes sont fréquemment construites sur la position initiale de dunes en utilisant la composition originelle des matériaux. Beaucoup de systèmes de défense côtiers utilisent des configurations associant des digues et des murs antisubmersions dans les zones densément peuplées et des dunes dans les régions peu peuplées.

Fonctions dans le système de défense

Les dunes servent de digues pour réduire le risque d'inondation des propriétés côtières durant les surcotes de tempêtes et les états de mer extrêmes. Cependant, contrairement aux digues, les dunes sont en temps normal des éléments sacrificiels en remblai sur la plage et sont supposées s'éroder face aux vagues et niveaux d'eau extrêmes. Ce qui constitue une différence importante de fonctionnement et de performance entre les digues et les dunes, ces dernières constituant par ailleurs des réservoirs de sable pour alimenter les plages érodées.

Problématiques

Le tableau 3.20 souligne les principales problématiques pour les dunes.

Tableau 3.20 **Problématiques techniques concernant les dunes**

Problématique	Méthodes
De sévères conditions d'énergie de tempête au travers de l'action des vagues et de hauts niveaux d'eau peuvent détruire les dunes.	Certains types de végétation peuvent être développés pour aider au maintien du sable des dunes, de même peuvent être utilisés des brise-lames détachés pour aider au rétablissement du sable des dunes perdu lors des événements de tempête ou de hauts niveaux d'eau.
L'élimination de la végétation des plages peut détruire les dunes.	Une inspection périodique et un rétablissement de la végétation peuvent aider à minimiser la dégradation des dunes.
Le besoin de gérer l'érosion du système dunaire.	Des inspections périodiques des dunes pour identifier les pertes de végétation et l'érosion, accompagnées d'un programme de remédiation, contribuent à allonger la durée de vie des dunes.

Photographies typiques

La figure 3.108 présente un environnement dunaire typique.



Figure 3.108 **Cordon dunaire littoral, plage de Siesta Key, Floride, États-Unis**
(source : USACE)

3.4.1.4 Portes et structures de fermeture

Définition

Les structures de fermeture sont des barrières construites dans le remblai de la digue ou le mur anti-inondations, conçues pour contenir temporairement une rivière ou autre masse d'eau et permettre un accès en conditions hors crues.

On distingue trois principaux types de structures de fermeture :

- **les fermetures à portes**, qui comprennent les portails pivotants (à vantail unique, double vantail ou multiples vantaux), portes roulantes ou portes à chariot ;

- **les fermetures par assemblage**, qui comprennent :
 - les systèmes de fermes assemblées avec des panneaux supportant un platelage de tôle ;
 - les systèmes de cadres épinglés avec des panneaux supportant un platelage de tôle ;
 - les batardeaux (avec ou sans poteaux intermédiaires) ;
 - les cloisons d'une seule pièce pour les ouvertures piétonnières ;
- **les fermetures par sacs de sable**, qui consistent à remplir des sacs de sable et à superposer comme des briques pour créer une barrière physique.

La barrière peut être permanente ou amovible. Amovibles ou assemblées, les structures sont normalement laissées en position ouverte et fermées avant un événement de crue, pour apporter une étanchéité. Une membrane imperméable d'épaisseur appropriée peut être utilisée en association avec une fermeture temporaire en sacs de sable ou en pierre pour réduire les suintements au travers de la structure temporaire.

Les portes amovibles sont souvent fabriquées à partir de formes ou plaques d'acier laminé. Les vannes ou portes à flots peuvent être manœuvrées manuellement, mécaniquement ou automatiquement. Tandis que certaines coulissent verticalement dans des fentes, d'autres s'articulent sur un côté. D'autres présentent des articulations sur les deux côtés de l'ouverture et se ferment par le milieu.

Un batardeau est construit par superposition de profilés les uns sur les autres. La plupart des batardeaux sont trop grands pour pouvoir être installés sans recourir à certains types d'équipements lourds. Des grues, des chariots élévateurs ou des camions sont nécessaires pour l'installation des batardeaux. La disponibilité des équipements est à prendre en compte durant le développement des activités et des budgets de maintenance et d'exploitation. Le chapitre 4 apporte plus d'informations liées à l'exploitation et à la maintenance des structures de fermeture.

Fonctions dans le système de défense

Les structures de fermeture sont conçues et construites de façon à contenir temporairement la rivière ou la masse d'eau et à permettre l'accès durant les périodes hors crues.

Problématiques

Le tableau 3.21 indique les principales problématiques pour les structures de fermeture.

Tableau 3.21 **Problématiques techniques concernant les structures de fermeture**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Gérer les transitions entre les portes anti-inondations et les remblais des murs anti-inondations	Inspecter la surface du sol côté terre pour détecter des suintements ou volcans de sable. Inspecter les interfaces sol/structure pour la détection des vides et retraits. Utiliser un mélange de coulis sans retrait en zone comme solution technique pour des zones de transition en interface sol/structure pour de façon à minimiser les risques d'érosion de conduit, de retrait et de création de chemin hydraulique potentiel.	4.14
Corrosion et endommagement des charnières	Stocker et maintenir correctement un système de revêtement protecteur, tel que de la peinture, pour prévenir l'endommagement par corrosion.	4.14
Détérioration et endommagement des scellements ou ancrages	Réparer par rejointoiement/calfeutrage les matériaux des joints endommagés des scellements et éventuellement remplacer les matériaux des joints sévèrement endommagés.	4.14
Tassements différentiels/mouvement/changement de position des seuils	Réparer les tassements par rejointoiement sous pression sous les seuils, ou fabriquer de nouveaux batardeaux ou d'autres composants pour permettre une fermeture fonctionnelle et étanche.	4.14
Mauvais stockage des portes amovibles et absences de certains composants	Stocker dans des bacs bien organisés, remplacer les parties endommagées, maintenir un approvisionnement en pièces de rechange, réaliser des inventaires réguliers et maintenir à jour la liste de tous les composants.	4.2, 4.14

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Vandalisme et endommagement	Considérer l'installation de bollards ou toute autre barrière de protection pour prévenir le vandalisme ou l'endommagement.	4.14
Batardeaux non marqués correctement et qui ne s'adaptent pas ensemble avec précision (voire pas du tout) durant une urgence	S'assurer que les composants sont correctement marqués et stockés pour permettre une séquence d'installation correcte, utiliser des cordons de soudure pour inscrire de manière permanente la désignation des pièces (les soudures restent quand la peinture disparaît) et apporter une liste de contrôle simple et claire de l'ordre d'assemblage et du matériel.	4.2, 4.14
Obstruction par des embâcles (débris) collectés dans ou à proximité des portes	Enlever régulièrement les débris.	4.14
Charnières de portes et joints rouillés ou mal lubrifiés	Stocker dans des caisses ordonnées et lubrifier les petits éléments, y compris les broches, boulons, écrous et rondelles.	4.14
Défaillance humaine dans l'installation/la manœuvre des dispositifs de fermeture	Concevoir des dispositifs de fermeture coulissants ou pivotants partout où c'est possible afin de limiter le besoin d'intervention humaine. Entraîner de manière adéquate les personnels chargés de l'exploitation et de la maintenance, là où la construction de structures nécessitant une intervention humaine est nécessaire.	4.2
La mise en œuvre et la manœuvre effective nécessitent des alertes de crues adaptées	Entraîner de manière adaptée les équipes chargées de l'exploitation et de la maintenance, et fournir un plan d'intervention indiquant à quels stades de la crue les fermetures doivent être mises en place, là où le besoin d'ériger des barrières doit être spécifié pour chaque étape de fermeture des structures.	4.2
Accroissement des coûts d'exploitation et de maintenance	Placer les fermetures de manière stratégique afin de minimiser leur nombre le long de l'ensemble du système pour économiser les coûts à court et long termes.	4.2

Schémas et photographies de principe

Les figures 3.109 à 3.111 présentent des schémas et des illustrations typiques des systèmes de fermeture.

Note

Ces schémas de principe sont des illustrations et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. Beaucoup d'autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

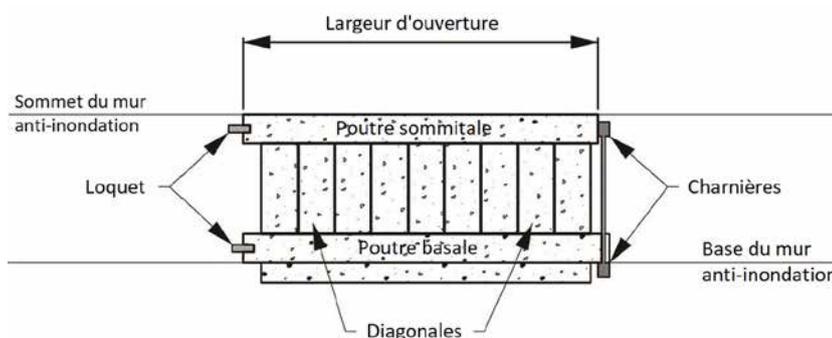


Figure 3.109 Structure de fermeture



Figure 3.110 **Fermeture glissante**
(source : USACE)



Figure 3.111 **Fermeture pivotante, Saint-Louis, Missouri, États-Unis**
(source : USACE, district de Saint-Louis)

3.4.1.5 Conduites d'évacuation

Définition

Les structures les plus communes associées aux digues sont les conduites d'évacuation et leurs structures associées d'entrée et de sortie (cf. figures 3.112a et b). Une conduite gravitaire ou un ponceau de drainage (buse ou dalot) sont des structures utilisées pour canaliser l'eau, généralement sous une route, une voie de chemin de fer ou un remblai en terre. Elles peuvent être installées dans la fondation ou le corps de remblai de la digue, ne sont pas pressurisées et utilisent généralement des matériaux comme de la brique, des argiles vitrifiées, de la fonte, de la tôle ondulée, du PVC, du béton armé ou coulé en place. Les ponceaux de drainage peuvent également être construits comme des structures hybrides constituées de plus d'une propriété de matériau (ex. : conduite métallique avec collerette béton aux extrémités). Les conduites gravitaires peuvent être produites dans une variété de formes incluant des cercles, des ellipses, des fonds plats, des formes de poires ou de boîtes. Les relations entre débits et niveaux d'eau dans les conduites varient et dépendent directement de la section en travers de la conduite. La sélection de la section en travers répond aux besoins de drainage à différentes élévations du niveau d'eau en amont et en aval de la conduite. La taille des conduites varie également en fonction des caractéristiques du site et des exigences hydrauliques. Les flux gravitaires sont parfois évacués au travers des digues par des dalots typiquement construits en béton coulé en place ou en sections préfabriquées assemblées ensemble.

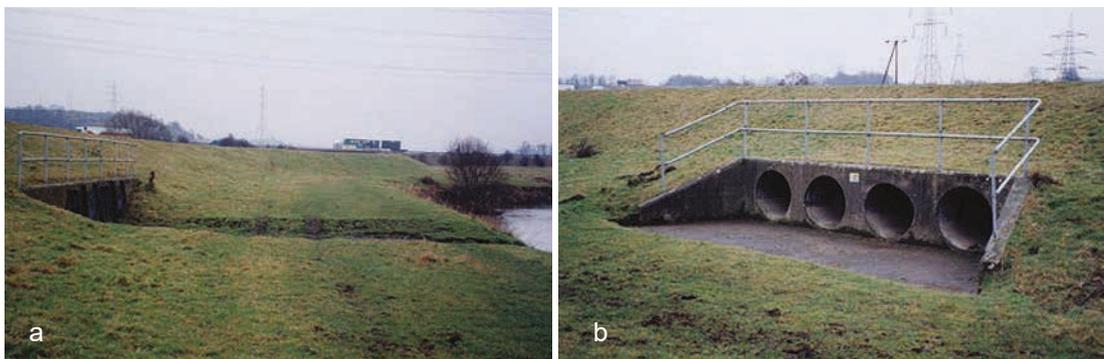


Figure 3.112 **Vue de l'entrée (a) et de la sortie (b) d'une structure d'évacuation des eaux**
(source : DEFRA)

Les conduites d'évacuation des stations de pompage transportent les eaux de pluie pompées des terres vers le côté en eau des digues afin de prévenir les inondations à l'intérieur du système de protection et l'endommagement potentiel des structures. Deux types de systèmes sont employés, soit par-dessus les

digues avec ou sans siphon, soit au travers de la ligne de protection. Des études des différents types de systèmes d'évacuation peuvent être nécessaires pour déterminer celui qui sera le plus adéquat au vu de l'implantation de la station, des conditions de site et du choix des équipements de pompage.

Les conduites d'évacuation des stations de pompage sont des conduites de basse pression, généralement faites d'acier, de fonte ductile, et certaines des conduites d'entrée de station de pompage à haute pression sont constituées de sections préfabriquées en béton. Les diamètres des conduites d'évacuation varient de 200 mm (8 pouces) à 3 000 mm (120 pouces) voire plus. Les conduites d'évacuation des pompes sont le plus souvent circulaires. Il existe deux manières de prévenir les refoulements lorsque la conduite d'évacuation traverse la ligne de protection. Premièrement, les conduites d'évacuation traversant les digues peuvent se terminer par un clapet anti-retours pour prévenir les refoulements. Deuxièmement, en plus des clapets anti-retours les conduites peuvent être munies de valves d'arrêt d'urgence, de portes d'urgence ou de fentes individuelles pour batardeaux de façon à pouvoir installer des cloisons en cas de défaillance des clapets anti-retours.

Fonctions dans le système de défense

Les systèmes de drainage gravitaire et les conduites d'évacuation des stations de pompage sont importants pour la performance des systèmes de défense contre les inondations, car ils assurent le passage des eaux au travers d'une digue. Les conduites gravitaires sont un moyen d'évacuation des eaux de pluie collectées dans la zone endiguée et de franchissement du système d'endiguement en direction de la rivière, sauf lors des conditions de crues lorsque les conduites gravitaires sont fermées pour prévenir les refoulements. Les conduites de stations de pompage sont utilisées lorsque les niveaux d'eau de la rivière sont élevés et que les conduites gravitaires sont fermées pour surmonter les charges hydrauliques côté eau. C'est-à-dire lorsque les niveaux d'eau côté terre sont insuffisants pour permettre l'écoulement gravitaire des eaux en surpassant la charge hydraulique appliquée en sortie côté eau. Ces conduites d'évacuation transportent l'eau depuis les pompes vers le milieu aquatique récepteur, généralement une rivière dans le cas des systèmes de défense continentaux.

Problématiques

Le tableau 3.22 présente les principales problématiques pour les conduites d'évacuation.

Tableau 3.22 **Problématiques techniques des conduites d'évacuation**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Les infiltrations et les suintements ainsi que la formation de conduits le long de l'interface entre le sol et la structure en béton qui peuvent créer des chemins préférentiels pour les suintements conduisant au tassement ou à l'effondrement des remblais adjacents.	Installer un chemisage externe en argile ou en béton autour des conduites de drainage et sur toute leur longueur, en incluant des clefs d'ancrage en argile ou en béton dans le remblai et sa fondation.	4.15, 5.4.2, 9.15.4
Protection insuffisante de la dalle de base et des murs latéraux contre l'érosion liée aux eaux de crues et de décharges, conduisant au sous-minage, au tassement ou à l'effondrement du remblai adjacent.	Clefs de béton ou coupures mises en place sur le bord externe de la dalle de base de sortie et des murs latéraux.	4.15, 5.4.2, 9.15.4

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Structures d'entrée et de sortie suscitant une attraction particulière pour les usages récréatifs et conduisant à de l'érosion de surface à l'interface entre le remblai et la structure.	Construction de barrières/clôtures pour garder les usagers récréatifs en dehors des zones d'accès réduites, coordination avec les personnels de sécurité pour prévenir l'accès des usagers à ces zones.	5.4.2
Mauvaise conception des structures d'entrée et de sortie provoquant des interférences avec les débits en crue et conduisant à l'accroissement des turbulences et des forces érosives à l'interface entre le remblai et la structure.	Utilisation de mélanges à haute résistance non rétractables et expansifs aux interfaces sol/structure pour prévenir l'érosion régressive due à la turbulence ; utiliser également des revêtements articulés en béton pour réduire la vitesse des vagues et minimiser l'érosion de surface due à l'action des vagues.	4.14, 9.15.4
Compactage inadapté du remblai à proximité de la tête de la conduite ou du ponceau de drainage pouvant provoquer des tassements et des chemins d'entrée pour les eaux.	Des remblaiements de fluides ciments ou de mélanges bentonite-ciment non rétractables peuvent être utilisés, ces matériaux pouvant être mis en place sans compactage à la différence des matériaux de remblaiement en terre ; une attention particulière doit être portée à la construction des remblais adjacents pour s'assurer du respect des spécifications de mise en œuvre et de compactage des matériaux.	4.14, 9.15.4
Détérioration des ponceaux et conduites de drainage, conduisant à l'effondrement éventuel de la conduite et à l'apparition d'une brèche dans la digue.	Une durée de vie réaliste à la conception de la conduite et des plans futurs pour le remplacement ou la réhabilitation.	4.15, 5.4.2



Figure 3.113 Défaillance de conduite dans le Missouri, États-Unis
(source : USACE)

Schémas de principe

La figure 3.114 montre des conduites d'évacuation d'une station de pompage, qui pénètrent une digue. Un ponceau de drainage passe sous la base de la digue pour une utilisation lors des périodes de bas niveau d'eau de la rivière. Durant les événements de crue, le clapet de sortie est fermé et les conduites d'évacuation pressurisées passant au-dessus de la digue sont utilisées.

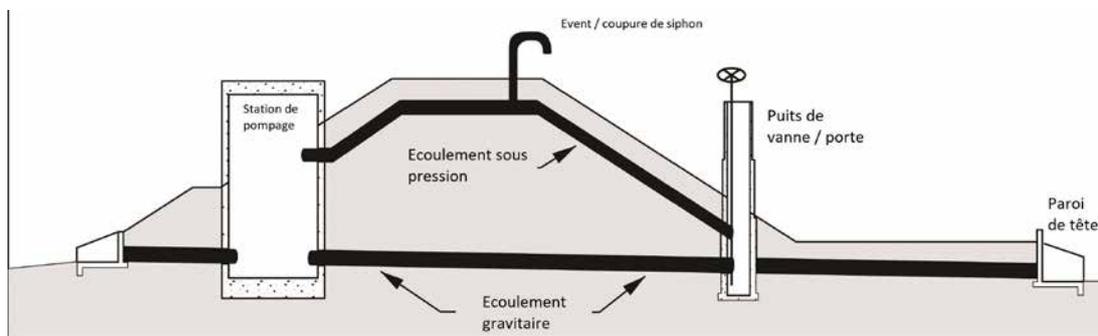


Figure 3.114 Configuration des conduites d'une station de pompage

La figure 3.115 illustre une sortie d'eau en provenance d'une conduite d'évacuation de station de pompage, élément d'une configuration de conduite d'évacuation multiple. Noter que les clapets se rabattant sur les conduites non actives sont clos pour prévenir les refoulements.



Figure 3.115 Relargage d'eau de conduite de décharge en provenance d'une station de pompage
(source : système de digue de Paducah, Kentucky, source : USACE, district de Louisville)

La figure 3.116 est un schéma de principe d'une conduite gravitaire au travers d'une digue.

Note

Ce schéma de principe est une illustration et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. Beaucoup d'autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

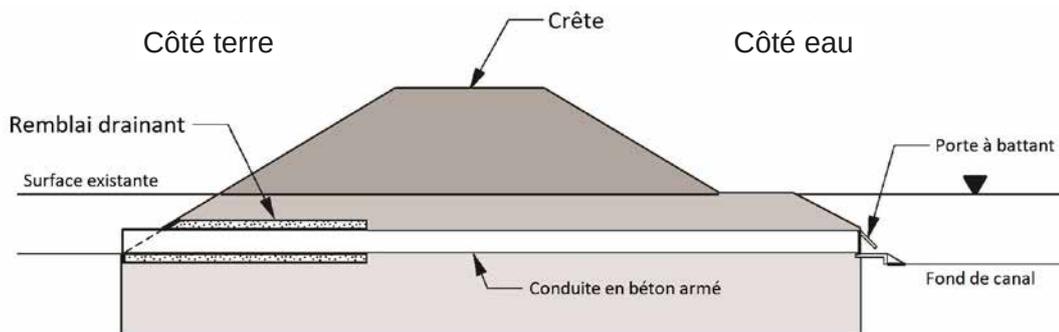


Figure 3.116 Conduite gravitaire au travers d'une digue

3.4.1.6 Puits à portes coulissantes/pivotantes, portes-à-marées, clapets antiretours

Définition

Une porte encastrée en puits est une structure renforcée en béton construite dans le remblai d'une digue qui accueille soit une porte coulissante, soit une porte pivotante anti-inondations pour la fermeture d'une conduite de drainage gravitaire.

Une porte coulissante est une structure qui autorise l'écoulement de l'eau sous elle et consiste en une porte qui coulisse sur un cadre fixe, utilisée pour prévenir le refoulement dans la zone endiguée par la fermeture d'une conduite (cf. figure 3.117). Lorsque la porte est complètement abaissée, l'eau peut se déverser au-dessus d'elle, auquel cas la porte fonctionne comme un seuil ou un barrage. Cela permet aux eaux de drainage intérieures de s'écouler de la zone endiguée en dehors du système de défense contre les inondations, et empêche les eaux de crue d'inonder la zone endiguée lorsque les niveaux d'eau sont élevés. Le dispositif d'exploitation de la porte est habituellement installé au sommet de celle-ci et permet de la manœuvrer de haut en bas. Ces composants sont contrôlés par des systèmes manuels ou automatiques et leur mécanisme de conduite peut être à énergie strictement manuelle, électro-mécanique ou hydraulique. Une porte encastrée en puits comprend une échelle extérieure pour l'accès et une échelle intérieure pour permettre l'inspection de la porte coulissante. Les portes coulissantes ou pivotantes peuvent être carrées, circulaires ou rectangulaires.

Un clapet antiretours articulé par le haut ou le côté est une structure construite dans le système de défense contre les inondations qui laisse les eaux de drainage s'écouler vers la masse d'eau lors des basses eaux et prévient l'invasion des eaux lors des hautes eaux. Les digues construites pour empêcher les eaux de marée de s'écouler dans le réseau local de drainage des eaux de pluie peuvent avoir des conduites pénétrantes au travers des digues équipées de valves ou clapets à rabats antimarées, disposées côté eau, afin de prévenir les intrusions d'eau. Les clapets produits commercialement sont habituellement en fonte, acier inoxydable, composite (fibre de verre enrobant des aciers), bois ou caoutchouc néoprène.

La figure 3.118 montre une porte rabattante montée sur un mur de tête en sortie d'une conduite de décharge d'une station de pompage ou d'un réseau gravitaire. La porte à rabat est maintenue enchaînée en position ouverte en période de bas niveau d'eau de la rivière. Le personnel doit être préparé à fermer cette porte à l'approche d'une crue (cf. également la section 4.2.1).



Figure 3.117 **Porte coulissante**
(source : USACE)



Figure 3.118 **Porte rabattante**
(source : USACE)

Fonctions dans le système de défense

Une porte à marée ou un clapet antiretours sont construits pour empêcher les fluctuations de niveau d'eau d'induire des écoulements au travers d'un système de défense ; l'eau est maintenue en dehors de la zone endiguée par la fermeture du système lorsque le différentiel de pression d'eau est suffisamment important pour maintenir les portes ou clapets fermés.

Une porte coulissante ou une vanne-clapet est utilisée pour prévenir le refoulement des eaux dans la zone endiguée en fermant une conduite. La porte coulissante montrée à la figure 3.121 est située côté eau de la digue. Les conduites sont submergées et la porte est en position ouverte. Le personnel doit s'assurer que les portes ne sont pas bloquées par des débris lorsqu'elle sont fermées pour prévenir les écoulements.

La figure 3.119 est une structure encastrée côté eau d'une digue, qui contient une porte coulissante (cf. figure 3.121). Le sommet de la porte est à la même altitude que le sommet de la digue pour permettre un accès quelles que soient les conditions de la rivière.



Figure 3.119 **Porte coulissante montée sur un mur de tête**
(source : USACE)



Figure 3.120 **Structure de porte encastrée**
(source : USACE)



Figure 3.121 **Porte clapet dans une structure encastrée**
(source : USACE, système de digues de Covington, Kentucky, district de Louisville)

Problématiques

Le tableau 3.23 présente les principales problématiques pour les portes et clapets, encastrés, coulissants, rabattants ou à marées.

Tableau 3.23 **Problématiques techniques des portes**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Défaillance des consignes d'exploitation des paramètres de la porte permettant aux eaux de crue d'inverser les écoulements et d'inonder les zones endiguées	Développement d'un plan de maintenance et de mise en œuvre incluant les paramètres spécifiques de la porte en fonction du niveau de crue.	4.2
Détérioration des composants structurels/des rails pour les portes coulissantes	Inspections périodiques pour s'assurer que les rails de guidage ne sont pas corrodés/détériorés, remplacement des rails lorsque des détériorations excessives sont observées.	4.2
Accumulation de débris bloquant les points de sorties des portes	Inspections périodiques pour s'assurer de l'absence de débris le long des portes, évacuation des embâcles si nécessaire.	4.2
Augmentation des coûts d'exploitation et de maintenance	Augmentation des impôts locaux par des commanditaires locaux, automatisation des composants des portes et utilisation d'instrumentation à distance/de méthodes de surveillance là où cela est possible (écluses électriques/portes coulissantes manœuvrées manuellement ou automatiquement, capteurs de niveau de porte à distance, caméras vidéo à piloter à distance pour la surveillance des embâcles près des clapets rabattants).	4.2
Les fluctuations de marées là où l'eau peut monter et descendre de plusieurs mètres chaque jour peuvent constituer de véritables défis pour les clapets côtiers. À marée haute, la totalité de la sortie du clapet peut être sous les eaux, permettant seulement une brève période de maintenance durant les marées.	Personnel d'exploitation et de maintenance entraîné de manière adaptée. L'entraînement doit inclure l'identification des problématiques de maintenance des digues côtières du côté des crues, plans spécifiques préétablis pour la résolution des diverses problématiques de maintenance pouvant être rencontrées sur le terrain, entraînement à la sécurité pour s'assurer que les personnels d'exploitation et de maintenance sont au fait et préparés pour les risques d'atteinte à la sécurité dus à la montée rapide des niveaux d'eau.	4.2

Schémas de principe

La figure 3.122 montre des schémas de principe des portes coulissantes.

Note

Ces schémas de principe sont des illustrations et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. De nombreuses autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

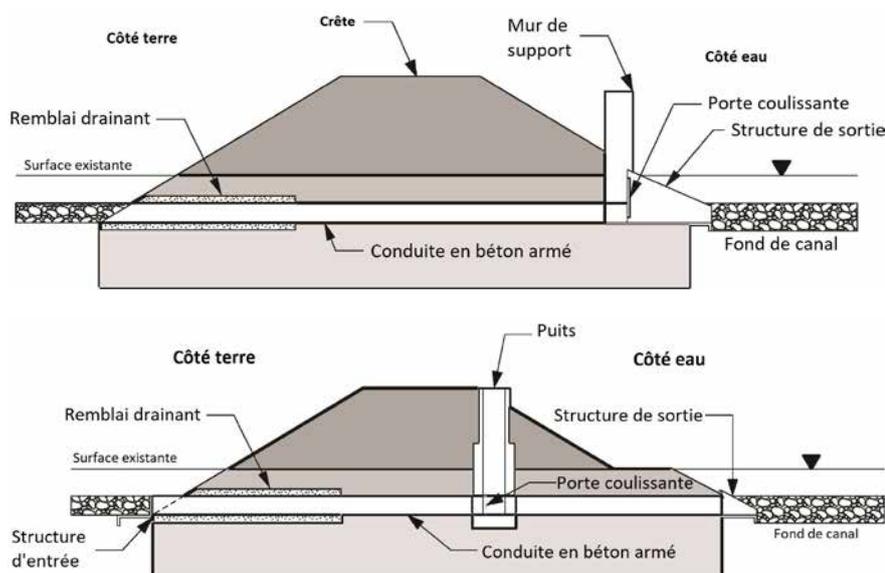


Figure 3.122 Configurations de portes coulissantes

3.4.1.7 Barrières antitempête – Portes à flots

Définition

Ces structures sont équivalentes à des digues, exception faite de leur fonction qui est de prévenir l'intrusion des surcotes de tempête dans les zones côtières et de tenir les eaux marines à l'écart des eaux continentales. Les barrières antitempête peuvent nécessiter l'inclusion d'une structure demeurant ouverte durant les périodes où les tempêtes ne présentent pas de danger, mais qui peut être fermée pour prévenir l'intrusion des eaux marines durant les tempêtes. Comme pour les digues et les murs antisubmersions, les effets d'une tempête plus importante que celle sur laquelle a été basée la conception, tels que la surverse par les vagues et les surcotes, doivent être pris en compte.

Fonctions dans le système de défense

Les barrières antitempête fournissent une protection contre les surcotes de tempêtes de haute magnitude et de faible durée. Alternativement, elles peuvent fonctionner comme des déversoirs contrôlés si leurs composants comprennent des portes coulissantes mécaniques ou d'autres types de structures à portes contrôlées. Les barrières antitempête servent également comme barrières d'atténuation des vagues pour des applications côtières.

Problématiques

Le tableau 3.24 souligne les principales problématiques des barrières antitempêtes.

Tableau 3.24 **Problématiques techniques des barrières anti-tempêtes**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Coût initial de construction élevé	Une conception efficace et l'utilisation de béton recyclé comme remblai ou revêtement enroché peuvent aider à réduire les coûts initiaux de construction.	10.1.2.4
Dépendance à l'égard de manœuvres humaines pour une fonctionnalité effective	Des équipes d'exploitation entraînées de manière adéquate doivent être en mesure de reconnaître les signes de dégradation durant les inspections périodiques pour s'assurer que l'endommagement par l'érosion ne compromet pas la stabilité des structures.	4.2
Maintenance et inspection en continu	Les équipes de terrain doivent être entraînées de manière adéquate pour reconnaître les problématiques qui peuvent compromettre la stabilité des structures, ainsi que les mesures de remédiation pour minimiser les affouillements et l'érosion superficielle des jetées/épis.	4.2, 4.3

Photographies de principe

Dans la figure 3.123, noter au premier plan l'ancrage de la barrière antitempête au mur antisubmersions et l'ouverture pour la navigation en cours de construction.



Figure 3.123 **Barrière antisubmersions**
(source : R. Robertson, USACE)

3.4.1.8 Murs de front de mer, parois et revêtements

Définition

Murs de front de mer, parois et revêtements protègent les terres et les structures de l'endommagement par les vagues en prévenant le glissement et le lessivage des sols, en constituant une barrière entre terre et mer. Composées de matériaux durables, ces structures peuvent être des murs verticaux avec des pentes caractéristiques armées ou conçues pour réfléchir les vagues. Ces murs sont plus appropriés dans les endroits où une ligne de côte à faible pente n'est pas essentielle.

Trois types de conceptions basiques existent pour les murs de front de mer ou les parois :

- fines palplanches verrouillées et ancrées profondément dans le sol ;
- pieux individuels utilisés pour soutenir une structure superficielle ;
- construction massive reposant ou légèrement encastrée dans le sol de la plage, résistante par son propre poids plutôt que par des pieux.

Un tablier, fait de pierre ou de matériaux alternatifs pondéreux, peut être empilé à la base du mur pour absorber l'énergie des vagues et protéger le sol sous-jacent de l'érosion. Les parois et les murs de front de mer sont de conception similaire avec de légères différences d'objectifs. Les parois sont avant tout des structures de soutènement des sols, conçues pour résister à une attaque des vagues minime à modérée. Inversement, les murs de front de mer sont des structures principalement conçues pour résister à des attaques sévères de vagues, mais ils peuvent retenir une partie des sols pour mieux résister à la force des vagues. À noter que le talus en enrochement en pied du mur en béton de la figure 3.127a et la face incurvée du mur de la figure 3.127b sont conçus pour réfléchir les vagues.

Fonctions dans le système de défense

Les parois agissent comme des murs de soutènement, évitant l'effondrement des sols maintenus derrière elles, et les murs de front de mer ont d'abord pour objectif d'offrir une résistance minimale à modérée à l'action des vagues. Le revêtement construit blinde le remblai existant en dissipant l'énergie des vagues. Chacune de ces structures aide à la prévention de l'érosion des propriétés du versant terrestre.

Problématiques

Le tableau 3.25 présente les principales problématiques associées aux murs de front de mer, aux parois et aux revêtements.

Tableau 3.25 **Problématiques techniques des murs de front de mer, des parois et des revêtements**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Accélération de l'érosion des matériaux de la plage	Inspections périodiques pour identifier les affouillements excessifs en pied d'ouvrage côté eau afin de minimiser les coûts des réparations, et renforcer le pied conformément à la figure 3.131.	4.13, 8.2.4
Érosion des sols terrestres par franchissement des murs et parois	Utiliser la résilience du versant terrestre et/ou une construction avec une revanche.	7.4.1
Pressions sur le mur, induites par la pénétration et la circulation des eaux souterraines dans les sols	La mise en place de matériaux granulaires drainants contre la paroi du mur, éventuellement combinée avec un drainage mécanique, peut aider à minimiser les pressions actives sur la face interne du mur.	9.7
Dommages érosifs provoqués par les courants hydrauliques autour des bordures de structures.	L'utilisation de filtres gradués en couches successives et correctement conçus aux interfaces des matériaux de remblais, ainsi que la mise en œuvre d'enrochements ou de revêtements peuvent améliorer la résistance à l'endommagement en bordure des structures.	9.6

Schémas de principe et photographies

Les figures 3.124 à 3.127 montrent des schémas de principe et des photographies de murs de front de mer et de parois de soutènements.

Note

Ces schémas de principe sont des illustrations et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. De nombreuses autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

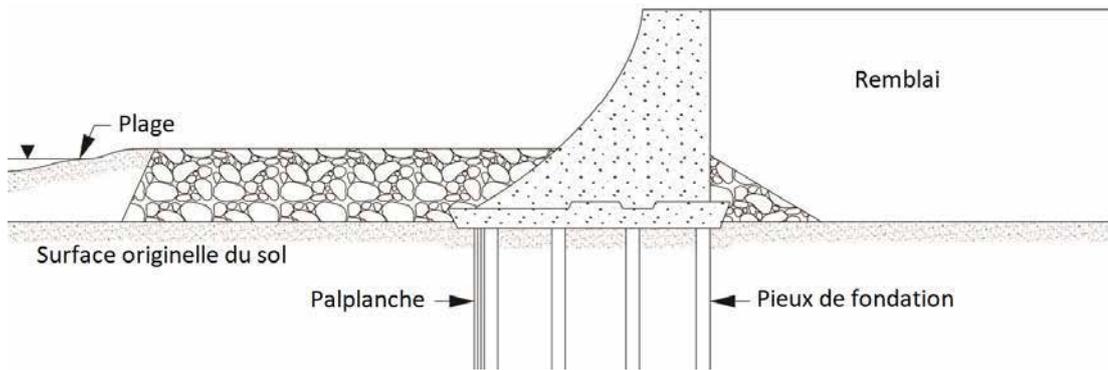


Figure 3.124 Configuration de murs de front de mer

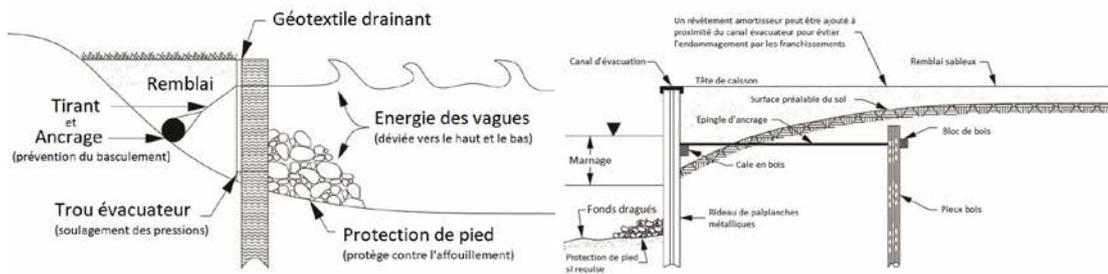


Figure 3.125 Configuration de parois

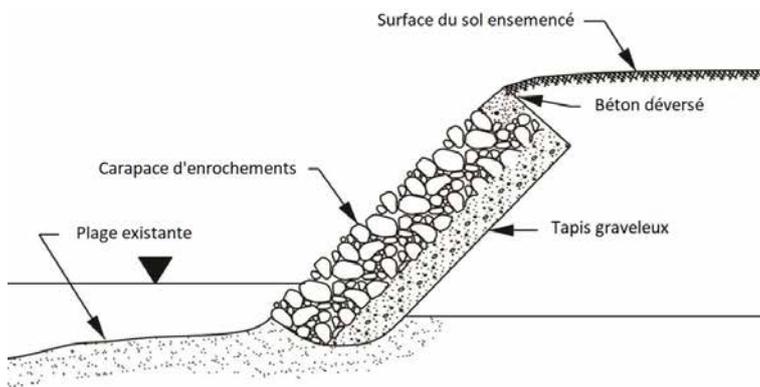


Figure 3.126 Revêtement en pierre



Figure 3.127 Murs de front de mer
(source : R. Robertson, USACE)

3.4.1.9 Plages

Définition

Les plages sont sur la ligne de rivage, qui est l'interface entre terre et mer. La ligne de rivage est le lieu où les marées, les vents et les vagues attaquent les terres et où celles-ci répondent par différents comportements pour dissiper l'énergie de la mer.

La gamme des sédiments de plage va des sables fins aux galets, avec des tailles et des caractéristiques liées aux forces agissant sur les plages et à la composition des matériaux présents le long de la ligne de côte. Une portion significative des sédiments de plage provient de plusieurs kilomètres à l'intérieur des terres, là où l'altération des montagnes produit de petits fragments de roches qui sont réduits en sables et graviers. Lorsque les sables et graviers atteignent la zone côtière, ils sont mis en mouvement le long des côtes par les vagues et les courants. Les matériaux de plage peuvent également provenir de l'érosion des plages et des dunes voisines ou, par des mouvements vers la côte, de sédiments provenant d'eaux plus profondes. Dans certaines régions, une importante fraction des matériaux de plage peut être composée de fragments de coquilles marines, de récifs, de galets ou de matériaux volcaniques. Les plages peuvent être gérées par rechargements, elles ne sont pas toujours de formation entièrement naturelle. Le profil en travers peut être complété ponctuellement ou régulièrement par des sédiments supplémentaires dragués de sources au large (de granulométrie similaire) et être reprofilé par des moyens mécaniques, souvent en conjonction avec des structures additionnelles de contrôle des plages (cf. sections 4.4.10 et 3.4.1.11). De tels rechargements sont souvent appliqués dans les zones côtières qui sont importantes pour le tourisme, critiques pour la protection de zones économiquement viables ou cruciales à protéger de l'inondation par les surcotes de tempêtes du fait de leur développement.

Fonctions dans le système de défense

Les plages sableuses en pente servent de ligne extérieure de défense en absorbant la plus grande partie de l'énergie des vagues, formant un système naturel de protection de l'estran pour les zones basses littorales et leurs aménagements.

Problématiques

Le tableau 3.26 présente les principales problématiques associées aux plages.

Tableau 3.26 **Problématiques techniques des plages**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Des tempêtes sévères ou des tendances sur le long terme liées à l'érosion peuvent affecter les volumes sédimentaires des plages	Un plan de financement peut être établi pour financer le programme de restauration des plages.	8.2.4
Les opérations de mise en place des sables de plage peuvent endommager les habitats écologiquement sensibles.	L'utilisation d'équipements à faible pression au sol peut réduire la perturbation des sols de plage. L'utilisation de méthodes d'excavation et de remblaiement différentes des dragages minimiseront les sédiments en suspension dans les habitats écologiquement sensibles.	2.3

Schémas de principe

La figure 3.128 montre les différents environnements et les caractéristiques d'un profil de plage.

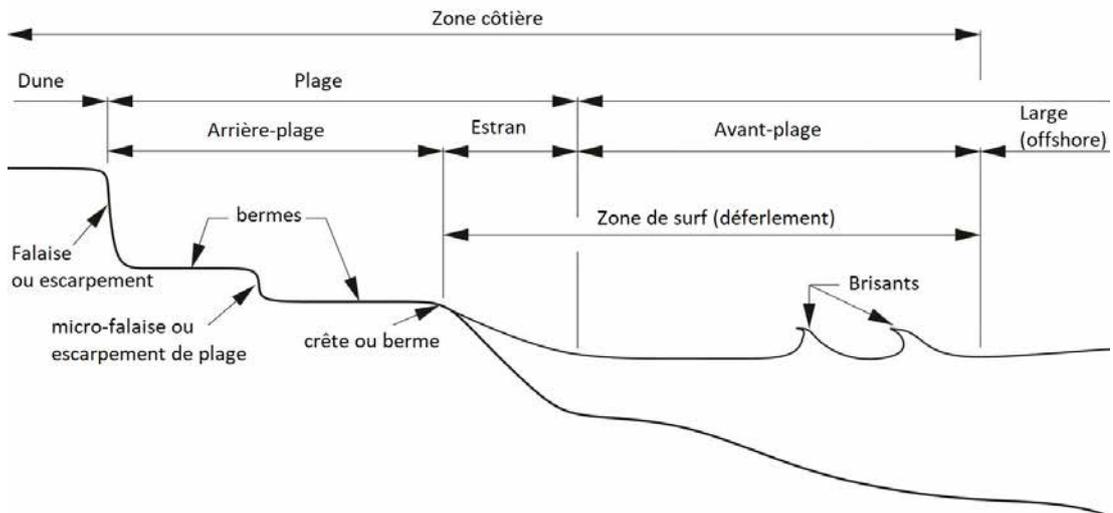


Figure 3.128 Profil de plage

3.4.1.10 Jetées et brises-lames détachés

Définition

Les jetées sont des structures construites à l'embouchure des fleuves, des estuaires ou des bras de mer pour stabiliser la position des chenaux d'accès et prévenir ou réduire l'agitation des vagues. Les jetées aident également à protéger l'entrée des chenaux de l'action des fortes vagues et des contre-courants.

Les brise-lames détachés sont utilisés comme mesures de protection côtière telles que décrites en figure 3.1. Leur fonction première est de protéger de la force destructrice des vagues les ports, les bassins en eau ou la ligne de rivage. Ces structures sont habituellement constituées de gros enrochements, de blocs préfabriqués, implantés à des distances prescrites au large pour réduire les hauteurs de vagues. Elles favorisent également les dépôts qui maintiennent un tampon de marais ou de zone forestière, réduisant d'autant les hauteurs de vagues et autres effets des tempêtes.

Il existe trois types de brise-lames :

- brise-lame *offshore* : typiquement construit pour abriter un quai de navires au large des côtes et minimiser la sédimentation et les effets sur la ligne de rivage et souvent installé en dehors de la zone de déferlement pour limiter les effets sur la morphologie côtière ;
- brise-lame côtier : situé plus près de la ligne de rivage, il aide à piéger le sable, d'où une protection contre l'érosion côtière ;
- brise-lame de plage : directement implanté devant la ligne de rivage, il contribue à capturer le sable sur l'avant-plage.

Fonctions dans le système de défense

Les brise-lames détachés apportent une atténuation partielle des vagues et aident à modifier le transport littoral pour améliorer la restauration des plages et la protection des côtes.

Problématiques

Le tableau 3.27 présente les principales problématiques pour les jetées et les brise-lames détachés.

Tableau 3.27 **Problématiques techniques des jetées et brise-lames détachés**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Les brise-lames apportent seulement une atténuation partielle des vagues et l'énergie résiduelle doit être traitée	Des mesures de contrôle de l'érosion peuvent être stratégiquement disposées entre les brise-lames détachés pour minimiser les dommages de l'érosion dus à l'action des vagues et du ressac. La réalisation d'inspections périodiques et d'opérations de maintenance continues est recommandée.	7.4.1
Le franchissement des vagues par-dessus des brise-lames abaissés ou submergés peut provoquer l'apparition de courants supplémentaires	Le pied des brise-lames de faible hauteur côté terre peut être protégé par des revêtements ou des revêtements articulés en béton pour limiter les dommages érosifs dus aux courants supplémentaires. Inspections périodiques et opérations de maintenance continues sont recommandées.	7.4.1
Les surcotes liées aux vagues sont plus faibles à l'intérieur de la zone endiguée qu'à l'extérieur, générant des courants locaux pouvant développer des tourbillons des deux côtés	Jetées et brise-lames peuvent être protégés par des revêtements ou des revêtements articulés en béton qui limitent les dommages érosifs dus aux courants tourbillonnaires. Effectuer des inspections périodiques et une maintenance de la ligne de rivage pour identifier les zones d'affouillement tout en utilisant des mesures de réhabilitation pour minimiser les dommages de la poursuite de l'érosion.	7.4.1
Lorsque les courants longitudinaux sont perturbés en raison de brise-lames, l'érosion à proximité de la tête des brise-lames peut se développer	Protéger le pied côté eau de ces brise-lames, et utiliser des inspections périodiques continues ainsi que des opérations de maintenance de brise-lames pour identifier les zones d'affouillement et de réhabilitation, et pour minimiser les dommages de la poursuite de l'érosion.	7.4.1

Schéma de principe et photographies

La Figure 3.129 présente différents types de brise-lames.

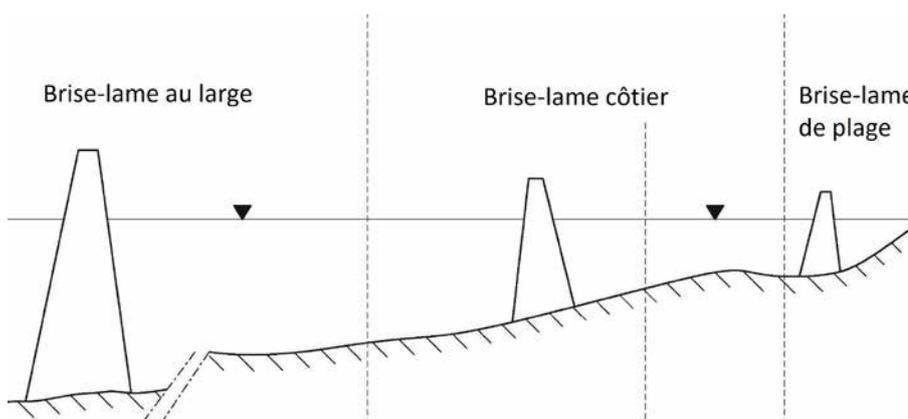


Figure 3.129 **Différents types de brise-lames**

À noter, dans la figure 3.130, le dépôt qui s'est produit en arrière de chaque brise-lame. Ce dépôt accroît la stabilité des terres et des zones forestières, qui servent à réduire les effets des tempêtes lorsqu'elles approchent des côtes.



Figure 3.130 **Brise-lames détachés aux Saintes-Maries-de-la-Mer, mer Méditerranée, France**
(source : Symadrem)

3.4.1.11 Épîs

Définition

Ces structures sont habituellement composées de gros enrochements ou de blocs préfabriqués avec une terminaison sur la plage et une autre s'étendant vers la mer à une distance prescrite. Cela interrompt la dérive littorale le long de la ligne de rivage et favorise les dépôts, stabilisant la plage. Il arrive de rencontrer un épi isolé mais ils sont généralement construits en série le long du rivage pour sa protection.

Une large variété de matériaux peuvent être employés dans la construction des épîs. Les épîs imperméables peuvent être faits de pierre, d'asphalte ou de béton, bois ou palplanches en acier, ou d'une combinaison de ceux-ci. Les épîs perméables peuvent être construits en sacs de sables, en grosses pierres ou bien en terre.

Fonctions dans le système de défense

Les épîs aident à altérer le mouvement longitudinal au rivage du sable en favorisant l'accumulation des particules de sable sur l'estran ou en retardant les départs de sables.

Problématiques

Le tableau 3.28 présente les principales problématiques des épîs.

Tableau 3.28 **Problématiques techniques des épîs**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
La construction altère l'équilibre des processus physiques.	Par une planification globale et une localisation stratégique des épîs, les effets négatifs des processus physiques peuvent être minimisés.	7.4.1
Les épîs provoquent un changement dans les profils de plage et la ligne de rivage.	Mener préalablement des modélisations complètes pour étudier les effets probables des épîs.	7.4.1
Les épîs interfèrent avec le processus de transport sur les plages et au large en déplaçant la position des courants longitudinaux et des courants de retour transversaux.	Mener des études complètes des effets indirects de la localisation des épîs avant construction.	7.4.1

Schémas de principe

Les figures 3.131 et 3.132 présentent des schémas de principe des épis.

Note

Ces schémas de principe sont des illustrations et ne représentent pas des sections de digues type entièrement conçues. L'épaisseur des couches, les pentes et les dimensions ne doivent pas être considérées comme des exemples réalistes. De nombreuses autres associations de composants peuvent être rencontrées dans la réalité.

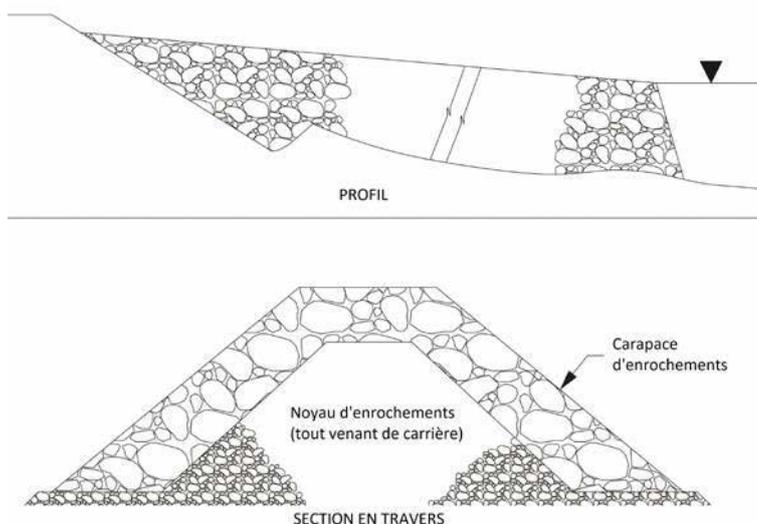


Figure 3.131 Profil et section en travers d'épis

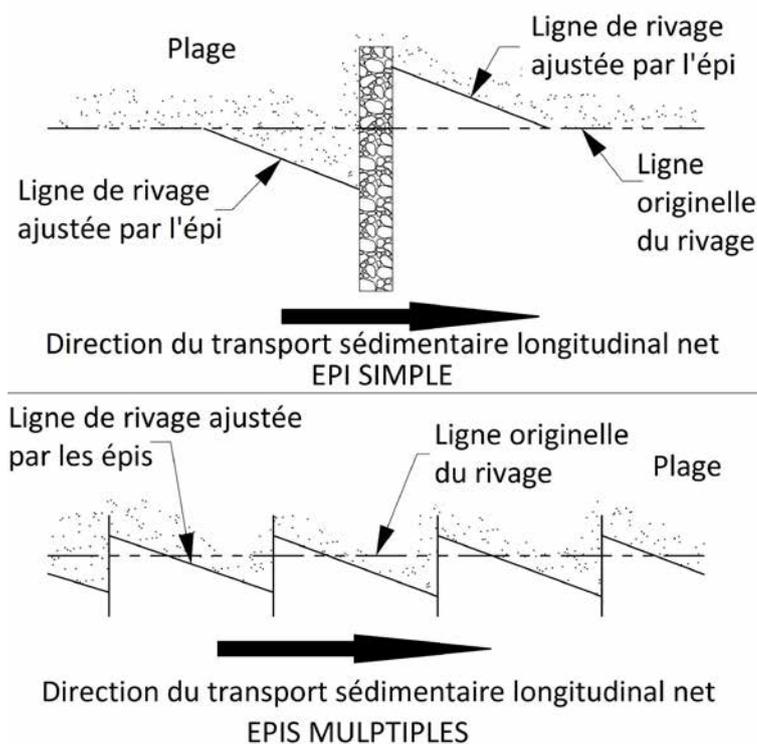


Figure 3.132 Épi isolé/multiple

Dans l'image de l'épi (cf. figure 3.133), il convient de noter les dépôts en amont par rapport au sens de la dérive littorale. Ces dépôts accroissent la stabilité des terres, réduisent les effets des vagues et apportent des zones récréatives pour les régions urbaines.



Figure 3.133 **Épis, vue d'ensemble**
(source : Symadrem)

Note

Sur la figure 3.134, qui est une vue rapprochée d'un épi, les dépôts se forment de nouveau en amont de l'épi par rapport au sens de la dérive littorale.



Figure 3.134 **Effet local d'un épi**
(source : Symadrem)

À noter la forme et la configuration des éléments individuels constituant la structure de la protection côtière dans la figure 3.135. Ces formes, et de nombreuses autres, se verrouillent les unes aux autres et apportent une stabilité accrue à la structure. Cependant, elles sont susceptibles de se briser, ce qui affecte leur capacité d'assemblage et d'accrochage.



Figure 3.135 **Structure côtière**
(source : Jamie McVicker)

3.4.1.12 Événements/Soupapes à air/siphons disjoncteurs

Définition

Les soupapes de ventilation sont normalement installées au sommet de chaque tuyau d'évacuation des pompes, ou à proximité de l'épaulement de crête de la digue, côté terre. Leur fonction est l'admission d'air et l'annulation de la dépression dans les conduites pour prévenir le refoulement des eaux lorsque les pompes sont arrêtées et que la terminaison de la conduite d'évacuation d'eau est complètement submergée. Ainsi, les soupapes à admission d'air sont des siphons antiretours casse-vide permettant l'admission d'air dans la conduite pour prévenir le refoulement des eaux. Ces valves sont automatiques, leur système de fermeture repose sur la pression de l'eau pompée. Parfois, certaines conduites de pompage ont de simples événements assurant la même fonction. Chaque conduite d'évacuation a une valve de ventilation différente (cf. figure 3.136).

Fonctions dans le système de défense

Les valves de ventilation complètent les conduites d'évacuation, aidant à prévenir le refoulement des eaux de pompage dans les zones endiguées.

Problématiques

Le tableau 3.29 souligne les principales problématiques pour les événements, les valves de ventilation et les siphons antiretours casse-vide.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 3.29 **Problématiques techniques des événements, soupapes à air et siphons disjoncteurs**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
La maintenance continue des événements est nécessaire pour maintenir un fonctionnement opérationnel.	Une inspection des événements par descente de caméra dans les conduites peut être faite pour s'assurer que des débris ne limitent pas l'admission d'air et que la conduite de ventilation n'est pas détériorée.	4.15

Photographie

La figure 3.136 présente plusieurs valves de ventilation sur la crête d'une digue.



Figure 3.136 **Valves de ventilation sur une crête de digue**
(source : système d'endiguement de Paducah, Kentucky, USACE, district de Louisville)

3.4.1.13 Dégrilleurs/écrans

Définition

Un écran est typiquement une grille en métal installée en amont d'une conduite afin de prévenir l'intrusion de débris et autres matériaux susceptibles de provoquer un blocage. Le matériau utilisé est généralement une structure en acier de construction légère dotée d'un système de revêtement de protection. Sont également parfois employés des écrans en acier inoxydable.

Un dégrilleur est une structure de grille similaire, installée en entrée d'une station de pompage sur les conduites d'admission, et qui a pour objectif de stopper les débris afin de les empêcher d'entrer dans la station de pompage et de provoquer des dommages.

Fonctions dans le système de défense

Écrans et dégrilleurs empêchent l'intrusion de débris étrangers dans le système de drainage ou de pompage, susceptibles de provoquer des blocages.

Problématiques

Le tableau 3.30 décrit les principales problématiques pour les écrans et dégrilleurs.

Tableau 3.30 **Problématiques techniques des écrans et dégrilleurs**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Une maintenance en continu est requise pour maintenir la fonction.	Les équipes de maintenance doivent réaliser des inspections par caméra pour identifier une collecte excessive de débris. Des opérations de maintenance périodiques doivent évacuer les débris accumulés.	4.15
Des débris en excès peuvent provoquer des dommages structuraux.	Inspections et maintenances régulières des écrans et des dégrilleurs doivent permettre de s'assurer que les débris sont évacués de manière suffisamment fréquente. Des seuils et des brise-lames peuvent être construits autour des écrans et dégrilleurs pour stopper les débris les plus gros avant qu'ils ne puissent endommager les composants structurels.	4.15

Photographie

Les figures 3.137 et 3.138 présentent des écrans et dégrilleurs typiques.



Figure 3.137 **Écran en terminaison amont d'une conduite**
(source : USACE)



Figure 3.138 **Dégrilleur de station de pompage**
(source : USACE)

3.4.1.14 Station de pompage

Définition

Une station de pompage est une installation qui contient des pompes et autres équipements nécessaires au pompage des fluides d'un point vers un autre (cf. figures 3.139 et 3.140). Les stations de pompage sont employées dans une grande variété de systèmes d'infrastructure, tels que l'alimentation en eau des canaux, le drainage des basses terres et l'évacuation des eaux vers des sites de traitement. Leur taille varie en fonction des débits attendus en provenance des canaux de drainage et des surfaces drainées alimentant les pompes.

Les petites stations de pompage peuvent être très simples et ne disposer que d'une pompe électrique qui débite de faibles volumes, là où les fuites et le ruissellement sont une problématique, mais où ils ne s'accumulent pas rapidement. Les grosses pompes gèrent drainages et infiltrations à partir d'un réseau de drainage qui peut avoir un très grand volume.



Figure 3.139 **Station de pompage**
(source : USACE, district de Saint Louis)



Figure 3.140 **Intérieur d'une station de pompage**
(source : district de Saint-louis, USACE)

Fonctions dans le système de défense

Les stations de pompage sont construites et mises en fonctionnement pour aider effectivement au drainage des eaux d'inondation au sein d'une zone endiguée, en arrière d'un système de défense contre les inondations. Les stations de pompage sont utilisées en conjonction avec d'autres structures conçues pour éliminer le ruissellement des zones basses, par exemple les fossés de drainage. Lorsque les terres sont situées sous le niveau marin, il est nécessaire de pomper les eaux excédentaires du secteur vers une destination choisie, qui peut être suivant les cas un bassin de rétention, un canal de rivière ou la mer.

Les stations de pompage peuvent être utilisées pour éliminer les eaux de ruissellement ou les eaux d'infiltration, en provenance de la rivière ou de la mer, qui ont trouvé leur chemin vers les zones basses en raison de fuites dans le système de défense ou en raison des crues.

Problématiques

Le tableau 3.31 souligne les principales problématiques associées aux stations de pompage.

Tableau 3.31 **Problématiques techniques des stations de pompage**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Danger des systèmes mécaniques et électriques	La conception des systèmes électriques doit prendre en compte les composants placés sous l'eau, l'étiquetage clair des risques de chocs, l'enfermement de toutes les pièces mécaniques mobiles.	
Pression et température de pompage excessives	Installation de lignes de pompage hydrauliques dans les conduites comme mesure de sécurité secondaire, inspection périodique des lignes hydrauliques pour la recherche de détériorations, utilisation de distributeurs à trois ou quatre voies dans les circuits hydrauliques.	
Capacité de pompage	Instrumentation des débits de pompe pour identifier tout changement dans les capacités de pompage, inspection périodique des conduites d'amenée d'eau par caméra.	
Lubrification et fonctionnement des moteurs diesel de sauvegarde	Inspection périodique des moteurs diesel de sauvegarde, corrections opportunes des problématiques observées ou remplacement des moteurs.	
Détérioration de la structure des bâtiments	Surveillance des tassements et inspection périodique des composants structurels	
Structure des bâtiments – protection des bâtiments pour minimiser les dommages	Inspection périodique des murs intérieurs et extérieurs pour relever des dommages hydriques ou des envasements au travers des joints ou fissures, colmatage des composants détériorés par des coulils ou du calfeutrage.	2.2

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Exploitation de la pompe d'admission, maintenance et inspection	Entraînement adéquat des équipes de maintenance et d'exploitation et familiarisation avec les paramètres d'exploitation des pompes, inspection des conduites d'admission par les équipes lors des périodes de basses eaux par descente de caméra, élimination rapide des débris et de l'envasement.	4.1.4
Accumulation de débris et envasement dans les conduites	Inspections par caméra réalisées périodiquement, nettoyage des accumulations de débris et de dépôts lorsqu'ils sont observés.	4.15
Érosion au point d'évacuation	Mise en place de revêtement en pierre ou de matelas articulé en béton préfabriqué au point de décharge, construction de déversoirs à rampe ou d'autres composants de dissipation de l'énergie cinétique au point d'évacuation.	4.15

Schémas de principe

La figure 3.141 est un schéma de station de pompage.

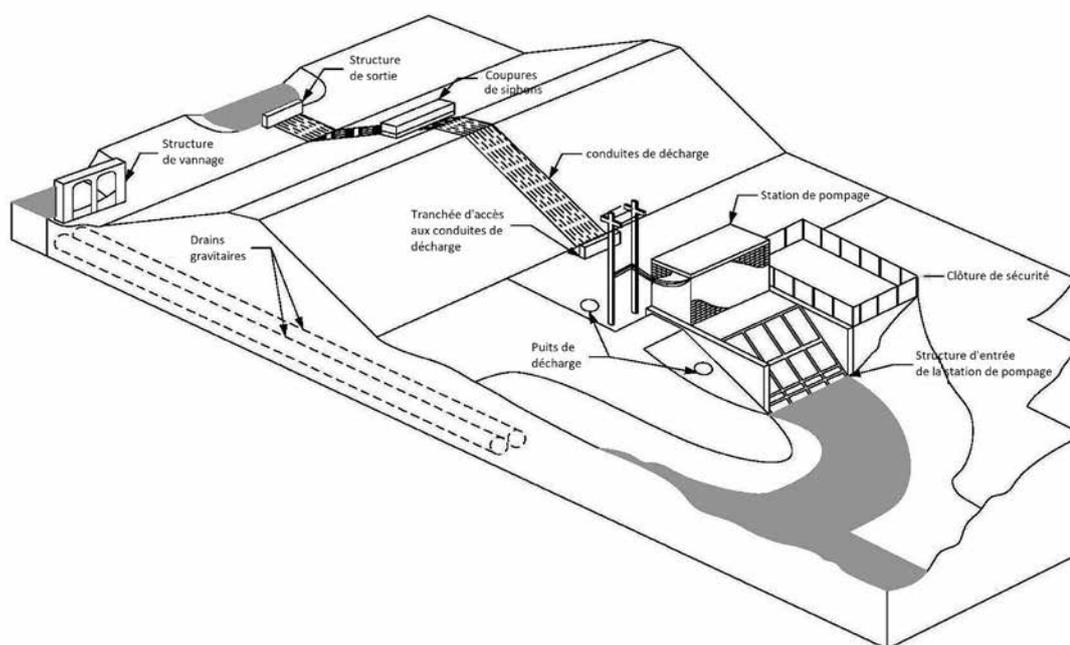


Figure 3.141 Schéma de station de pompage

3.4.2 Les structures empiétant sur les digues

3.4.2.1 Les structures pénétrantes

Définition et considérations générales

Cette section traite des tuyaux, conduites et réseaux qui ne sont pas requis pour l'exploitation propre du système de défense contre les inondations. Elle décrit différents types, usages et potentielles problématiques, associés à chaque usage, permis ou non permis (empiètement) par le propriétaire ou gestionnaire de la digue, au profit d'une tierce partie (propriétaire/entité locale/compagnie utilitaire) souhaitant modifier la digue en passant une conduite ou une canalisation par-dessous, par-dessus ou au travers d'elle (cf. figure 3.142). La détérioration, la mauvaise installation et le mauvais fonctionnement des conduites et canalisations de tierces parties peuvent entraîner des conséquences sur le système de digue.

Les tuyaux de tierces parties sont essentiellement des tuyaux à haute pression ou non pressurisés, principalement utilisés pour le transport d'eau, de gaz naturel, de produits chimiques dangereux ou d'assainissement. Les réseaux sont généralement des réseaux utilitaires utilisés pour la transmission de l'électricité, d'Internet ou de services téléphoniques (souvent par fibre optique).

Les tuyaux utilitaires peuvent être installés au-dessus ou à même la digue. Cependant, toute excavation doit être remblayée avec des matériaux appropriés à faible perméabilité et le compactage sous la conduite est critique. Du béton maigre est souvent employé pour cet usage.



Figure 3.142 **Installation d'un réseau utilitaire**
(source : système de digue de Lawrenceburg, Indiana, USACE, district de Saint-louis)

Motifs de passage d'un réseau tiers, au-dessus ou au travers du remblai d'une digue ou d'un mur antisubmersions

Il existe de nombreuses raisons pour lesquelles une tierce entité souhaite passer une conduite ou un réseau sous, par-dessus ou au travers d'une structure de gestion du risque inondation. Par exemple, le développement d'un parc sur la rive d'un système d'endiguement peut nécessiter des services d'accès à l'eau et à l'énergie électrique pour alimenter les salles de bains ou les bouches à incendie. L'unique voie d'accès aux communautés voisines, pour un réseau pétrolier par voie terrestre, peut être le passage au travers du système de défense contre les inondations et sous la rivière ou le cours d'eau voisin.

Matériaux constitutifs

Les tuyaux sont typiquement construits en acier, en fonte ductile, fonte ou plastique. La sélection des types de matériaux (par exemple tôle ondulée, béton, fonte, acier, argile) est largement tributaire de la substance transportée, de ses performances sous la charge donnée, y compris les déflexions ou tassements attendus, et de critères économiques. Même si ces derniers doivent évidemment être pris en compte, le facteur primordial demeure la sécurité.

Tailles et configurations

Les diamètres des conduites vont de quelques centimètres à plusieurs dizaines de centimètres. Les réseaux électriques peuvent être enterrés ou protégés par une conduite enveloppante de PVC ou de polyéthylène. Fibres optiques, câbles Internet et lignes téléphoniques sont généralement gainés d'une conduite de protection en PVC ou polyéthylène.

Les configurations des combinaisons de tuyaux, de conduites enveloppantes et de gaines, et la détermination des positions des regards de visite, des accès manuels et des boîtes de tirage pour les différents réseaux utilitaires sont parfois complexes. C'est pourquoi toute configuration requiert de planifier la résistance à l'inondation de l'interface entre la canalisation et son enveloppe, et de l'espace annulaire d'une gaine de fibre optique, de câble de télévision, de ligne d'Internet ou de téléphone. De la même façon, quand un regard de visite, une boîte de tirage ou un accès manuel sont installés sur le côté en eau du système de gestion des risques d'inondation, les eaux de crue sous pression peuvent facilement entrer dans ces espaces et ces structures. Pour les conduites rigides à l'intérieur d'enveloppes de protection externes, il existe des produits commerciaux de scellement qui peuvent colmater efficacement l'espace annulaire.

Chargement et résistance

Les terres et les surcharges agissant sur une conduite doivent être considérées lorsque les surcharges peuvent être imposées par des équipements durant la construction et par le trafic et la maintenance après la construction de la digue. Les constructeurs de canalisations disposent généralement de procédures pour tenir compte de ces surcharges. Les efforts admissibles pour les canalisations standard commercialisées sont à déterminer par les méthodes recommandées par leurs constructeurs. La durée de vie d'une canalisation est la durée de service sans nécessité de réparation ; ce qui n'implique pas que la canalisation sera défaillante au terme de cette période. En règle générale, une durée de vie de cinquante ans peut être économiquement justifiée.

Connexions

Les fuites ou les infiltrations, depuis ou dans une conduite passant au travers ou sous une digue, doivent être anticipées. Ainsi, les joints de canalisation, aussi bien que la conduite, doivent être étanches. Pour les canalisations localisées dans ou sous les remblais, les tassements attendus et les mouvements externes des masses de sol sont à prendre en compte. Lorsque des tassements importants sont susceptibles d'intervenir, la canalisation doit être bombée. En général, des conduites flexibles en tôles ondulées sont préférables pour les canalisations gravitaires lorsque des tassements importants sont attendus. Les sections de canalisation en tôle ondulée doivent être jointoyées par des bandes de couplage externes avec joints pour assurer l'étanchéité. Lorsque une canalisation en béton est nécessaire, et des tassements importants attendus, un joint pression avec des colliers d'alignement en béton devraient être employés. Les colliers doivent être conçus pour résister ou pour accompagner les mouvements différentiels sans perte d'étanchéité. Des remplissages hydrauliques ou des mélanges de coulis non rétractables placés en remblai contre les colliers peuvent prévenir les endommagements liés aux surcharges appliquées par les efforts de compactage des équipements de construction, si des sols cohésifs ou granulaires sont placés alternativement comme remblai. Lorsque les tassements ne sont pas significatifs, des joints à pression capables d'accompagner des mouvements différentiels mineurs sont suffisants. Les canalisations en fonte ou en acier devraient être équipées de joints boulonnés flexibles. Les tuyaux en acier peuvent être soudés ensemble pour former une conduite continue. Toutes les canalisations sous pression devraient être testées au maximum de la pression prévue avant d'être enterrées et mises en service.

Durant la conception, le potentiel électrochimique ou les réactions chimiques entre les matériaux du *substratum* ou les eaux souterraines et les matériaux de construction doivent être déterminés. Si une réaction est attendue, alors conduite et raccords de conduite doivent être protégés. Les mesures de protection à prendre comprennent l'utilisation de protections cathodiques, le gainage de la conduite ou l'utilisation de matériaux de canalisation résistant à la corrosion.

Effets sur un système de défense ou une digue

Des dommages sérieux peuvent être causés par des conceptions, des constructions ou des maintenances inadaptées des réseaux sous ou dans les digues. Chaque passage doit être évalué pour son potentiel de dommages qui affecterait négativement l'intégrité du système de défense contre les inondations et amènerait finalement à sa défaillance. Les méthodes d'installation doivent être comprises par le concepteur pour anticiper les problèmes qui pourraient survenir. Quelques-unes des principales insuffisances qui doivent être évitées ou corrigées sont :

- la résistance inadaptée des conduites devant supporter des surcharges de remblais sus-jacents ou de trafic ;
- l'incapacité des joints de conduite à accompagner les mouvements résultant de tassements en fondation ou en remblai ;
- des matériaux de remblai inappropriés ou mal compactés ;
- la fracturation hydraulique des matériaux environnants par les hautes pressions des forages dirigés ;
- les comportements instables des matériaux transportés par les canalisations (gaz ou autres substances explosives).

Au moment de décider de maintenir une canalisation en place sous une nouvelle digue, de la dériver par-dessus la digue, ou si une nouvelle canalisation doit être mise en place au travers ou sur une digue existante, il est important de prêter attention à :

- la hauteur de la digue ;
- la durée et la fréquence des hautes eaux contre la digue ;
- la susceptibilité à l'érosion des conduits et au tassement de la digue et des sols de fondation ;
- le type de canalisation (réseau à basse ou haute pression, réseau de drainage gravitaire) ;
- l'adéquation structurelle des canalisations existantes et de leurs joints, du compactage de remblai ;
- la possibilité de fermeture en cas de rupture de réseau pressurisé, ou en cas de défaillance des valves clapets des réseaux gravitaires pendant les hautes eaux ;
- la facilité et la fréquence des maintenances requises ;
- le coût des systèmes alternatifs acceptables ;
- les conséquences possibles d'érosion de conduit ou de rupture de la canalisation ;
- l'expérience préalable dans la construction et la maintenance des réseaux du propriétaire ;
- les profondeurs régionales de gel et l'épaisseur de couverture nécessaire au-dessus de la canalisation pour la sauvegarder des effets du gel.

Réseaux traversants dans ou sous des digues

Il est préférable pour toutes les canalisations de passer par-dessus la digue plutôt que de pénétrer les matériaux de remblai ou de la fondation. Cela est particulièrement vrai pour les réseaux transportant des gaz ou des fluides sous pression. Avant d'accorder la permission à un réseau pressurisé (et éventuellement d'autres types de réseaux) de s'étendre au travers ou sous une digue, le propriétaire du réseau devra fournir une étude à l'appui de la demande. Le propriétaire, au regard du type de réseau, devra garantir les capacités adéquates pour construire et entretenir correctement le réseau. Les maintenances futures des canalisations par le propriétaire devront être évaluées avec attention. Il peut être nécessaire d'avoir un accord prévoyant qu'en cas de réparations nécessaires d'un réseau situé dans la digue, le réseau soit abandonné, colmaté et relocalisé par-dessus la digue.

Des progrès significatifs ont été accomplis ces dernières années dans les méthodes de forage dirigé de conduites sous les fondations des digues (cf. figures 3.143 et 3.144). Pour accomplir avec succès une opération de forage dirigé, l'entrepreneur doit suivre des recommandations spécifiques pour les procédures d'installation, les équipements et les matériaux.



Figure 3.143 **Opération de forage dirigé**
(source : USACE)



Figure 3.144 **Plate-forme de forage dirigé horizontal**
(source : USACE)

Réseaux traversant au-dessus des digues

Les réseaux doivent être correctement conçus et construits pour prévenir :

- la flottaison en cas de submersion
- l'affouillement ou l'érosion des talus du remblai par des fuites ou des courants
- l'endommagement par des débris transportés par les courants *etc.*

Dans certaines régions, les conditions climatiques requièrent des caractéristiques spéciales de conception.

Problématiques

Le tableau 3.32 présente les principales problématiques des structures pénétrantes.

Tableau 3.32 **Problématiques techniques des structures pénétrantes**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Subsidence liée à l'effondrement de la canalisation ou à un compactage insuffisant	Si un effondrement de la canalisation a provoqué la subsidence, la conduite entière ou la totalité de la section endommagée de la conduite devrait être enlevée et remplacée. Si un compactage insuffisant a provoqué le tassement à proximité de la conduite, l'enlèvement, la remise en condition de la teneur en eau et un nouveau compactage des sols de remblai devraient être réalisés.	4.9, 4.10, 4.15
Les dangers soulevés par les procédures d'abandon (<i>i.e.</i> injection ou élimination complète et nouveau compactage des remblais en terre)	Nettoyer et cimenter les conduites à abandonner en place avec un mélange de coulis non rétractable (expansible), tel que les coulis ciment-bentonite, en s'assurant que les événements soient placés de telle manière que l'air emprisonné dans les conduites soit expulsé lors de la procédure d'injection.	4.15
Concentration des écoulements le long de la surface externe de la conduite durant des périodes de hautes eaux, conduisant à l'érosion interne du remblai ou de sa fondation	L'utilisation de mélanges à base de ciment non rétractable ou de matériaux de remplissage aptes à l'écoulement pour le remblaiement des espaces annulaires des conduites peut minimiser l'érosion à l'interface sol-structure.	4.15
Flottaison des structures provoquée par des pressions de soulèvement associées à de hauts niveaux d'eau	Les inspections pendant les épisodes de crues aideront à identifier ces problématiques à un stade précoce.	4.15

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Fuite ou suintement de produit d'une conduite cassée vers le remblai	Des inspections périodiques aideront l'identification des zones présentant des problèmes de fuite ou de suintement.	4.15
Fuite ou suintement de produit d'une conduite cassée traversant une digue et provoquant de l'érosion	L'identification précoce des fuites est déterminante pour évaluer la sévérité d'une situation et mettre en œuvre une action de réhabilitation.	4.15
Raccords de canalisation ouverts contribuant à la perte de matériaux du remblai ou du sol de fondation	L'identification sur le terrain de la subsidence lors des inspections est déterminante pour les rapports en vue d'établir un plan d'action.	4.15

Schémas de principe

La figure 3.145 est un exemple de cheminement horizontal de forage sous une digue.

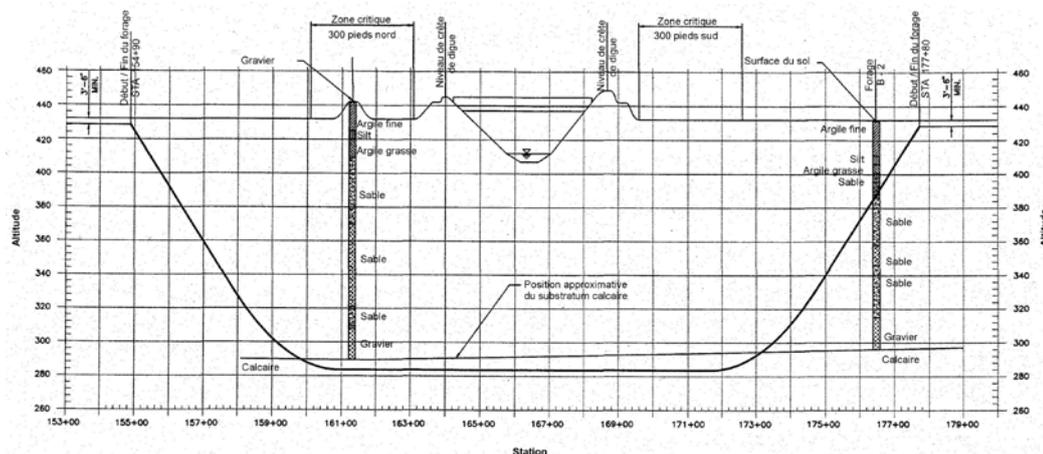


Figure 3.145 Cheminement de forage dirigé horizontal

3.4.2.2 Bâtiments

Définition

Les bâtiments forment parfois une partie de la ligne de défense contre les inondations. Cette situation se produit typiquement pour les systèmes anciens construits avec des fonds limités. Un développement inapproprié peut induire des surcharges et affecter l'intégrité de la digue. Lorsque des bâtiments font partie de la ligne de défense contre les inondations, il convient de porter une attention particulière aux matériaux de fondation utilisés et aux méthodes de construction.

Effets sur un système de défense ou une digue

Un bâtiment, utilisé comme portion d'un système de défense, peut poser des problématiques de capacité portante dans des sols saturés, de pression d'appui en relation avec la résistance aux pressions de soulèvement, et de flottabilité de la structure comme entité individuelle.

Des complications peuvent également survenir pour ce qui concerne la lutte contre les inondations autour des bâtiments (*cf.* chapitre 6).

Problématiques

Le tableau 3.33 liste les principales problématiques pour les bâtiments.

Tableau 3.33 **Problématiques techniques des bâtiments inclus dans le système de défense**

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Accroissement du risque de suintement aux interfaces sol-structure	L'utilisation de mélanges de coulis non rétractables ou de matériaux de remblai aptes à l'écoulement en remblaiement des espaces entre les bâtiments et les digues peut minimiser l'érosion interne à l'interface sol-structure.	4.4
Difficultés d'accès pour l'exploitation, la maintenance, les inspections et la lutte contre les inondations	Des inspections périodiques sont à réaliser pour s'assurer que l'intégrité des bâtiments n'a pas été compromise, et un registre de toutes les déficiences observées, réparées ou non, doit être mis à disposition des équipes de lutte contre les inondations.	4.2, 4.3
Chemin hydraulique de suintement apporté par la fondation des structures	La construction de murs de coupure en profondeur sous le niveau d'écoulement peut aider à minimiser les suintements au travers des couches supérieures du sol. Elle peut s'appuyer, sans s'y limiter, sur des coupures en palplanches ou en tranchées imperméables.	9.7

Photographies

La figure 3.146 montre une maison située sur le talus d'une digue.



Figure 3.146 **Résidence située sur le talus d'une digue, fleuve Loire, France**
(source : Dreal Centre)

3.4.3 Zones de transition

Un système de réduction des risques d'inondation peut inclure des digues et autres structures telles que des murs, des portes, des écluses, des barrages et d'autres constructions innovantes dans lesquelles la configuration géométrique de la ligne continue de défense diffère. Les transitions entre des configurations géométriques différentes et des compositions de matériaux au sein de la ligne de défense créent des jonctions critiques qui sont généralement plus vulnérables qu'une section de digue

ayant un profil régulier. Les expériences passées montrent que ces zones de transition sont des zones à grand risque d'apparition de problématiques en raison de la discontinuité de formes et de matériaux de constitution. Cette discontinuité peut créer un point focal pour la concentration des écoulements, spécifiquement à la jointure ou directement avant ou après le point de transition. Ces zones localisées sont sujettes à l'érosion durant les événements de crue.

De nombreuses variantes dans les types de transition existent, telles que :

- entre le sol de remblai et la surface du revêtement ;
- entre la digue et une structure de défense contre les inondations construite sur la digue ;
- entre la digue et une structure linéaire (canalisations ou ponceaux) ;
- entre la digue et une structure non linéaire (bâtiment, arbres, piles de ponts sur le talus côté eau).

Chaque variation modifie la nature des problèmes qui peuvent être rencontrés. La figure 3.147 montre différents types de transition, leurs problèmes inhérents et les solutions proposées (Tourment *et al.*, 2012). Certaines de ces problématiques ont déjà été considérées dans les paragraphes précédents.

Dans une perspective géométrique, les transitions de structures peuvent être externes (changement de la géométrie de la section en travers ou de la forme de surface de la digue) ou internes (action sur l'interface entre différents composants au sein de la section en travers de la digue). Les structures partiellement intégrées telles que les bâtiments ont à la fois une surface de contact interne et une ligne ou limite externe.

Cette section se focalise sur les transitions externes entre deux tronçons de digue (tronçon de digue avec des géométries extérieures différentes ou tronçon de digue avec des compositions intérieures ou extérieures en matériaux différents). Les problématiques relatives aux transitions internes entre la digue et les structures présentes sur la digue ou les structures intégrées dans la digue sont discutées en sections 3.4.1 et 3.4.2.

3.4.3.1 Transitions avec d'autres structures

Les transitions entre des configurations géométriques différentes ou des compositions différentes en matériaux au sein de la ligne de défense créent une jonction critique qui est typiquement plus vulnérable qu'une section de digue ayant un profil en travers régulier. Cette discontinuité peut créer un point focal pour la concentration des écoulements, spécialement à la jointure, ou directement avant ou après le point de transition. L'expérience montre que ces zones de transition sont des secteurs à grand risque d'apparition de problèmes en raison de la discontinuité de formes ou de matériaux de constitution. Ainsi, ces zones localisées sont-elles sujettes à l'érosion durant les événements de crue.

Quelques exemples de ces types de transition sont présentés aux figures 3.148 et 3.152.

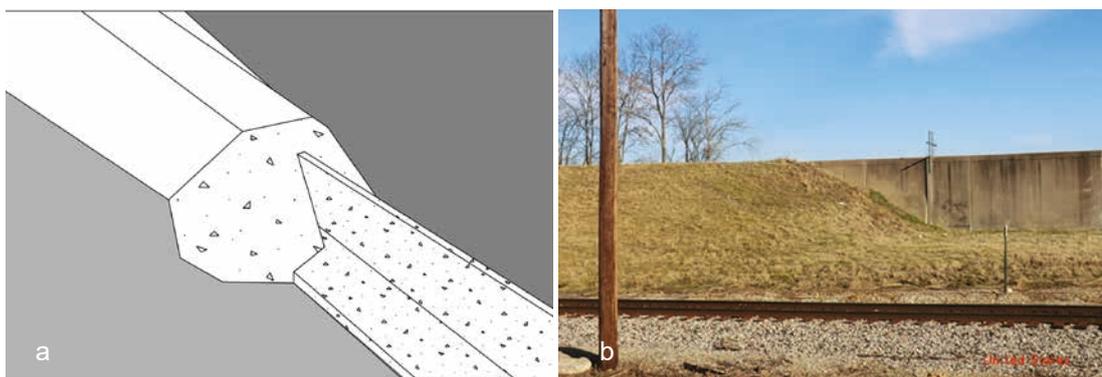


Figure 3.148 Schéma (a) et photographie associée (b) d'une transition en terme de géométrie de digue : changement de section transversale entre une digue et un mur antisubmersions, Cap Girardeau, Missouri, États-Unis

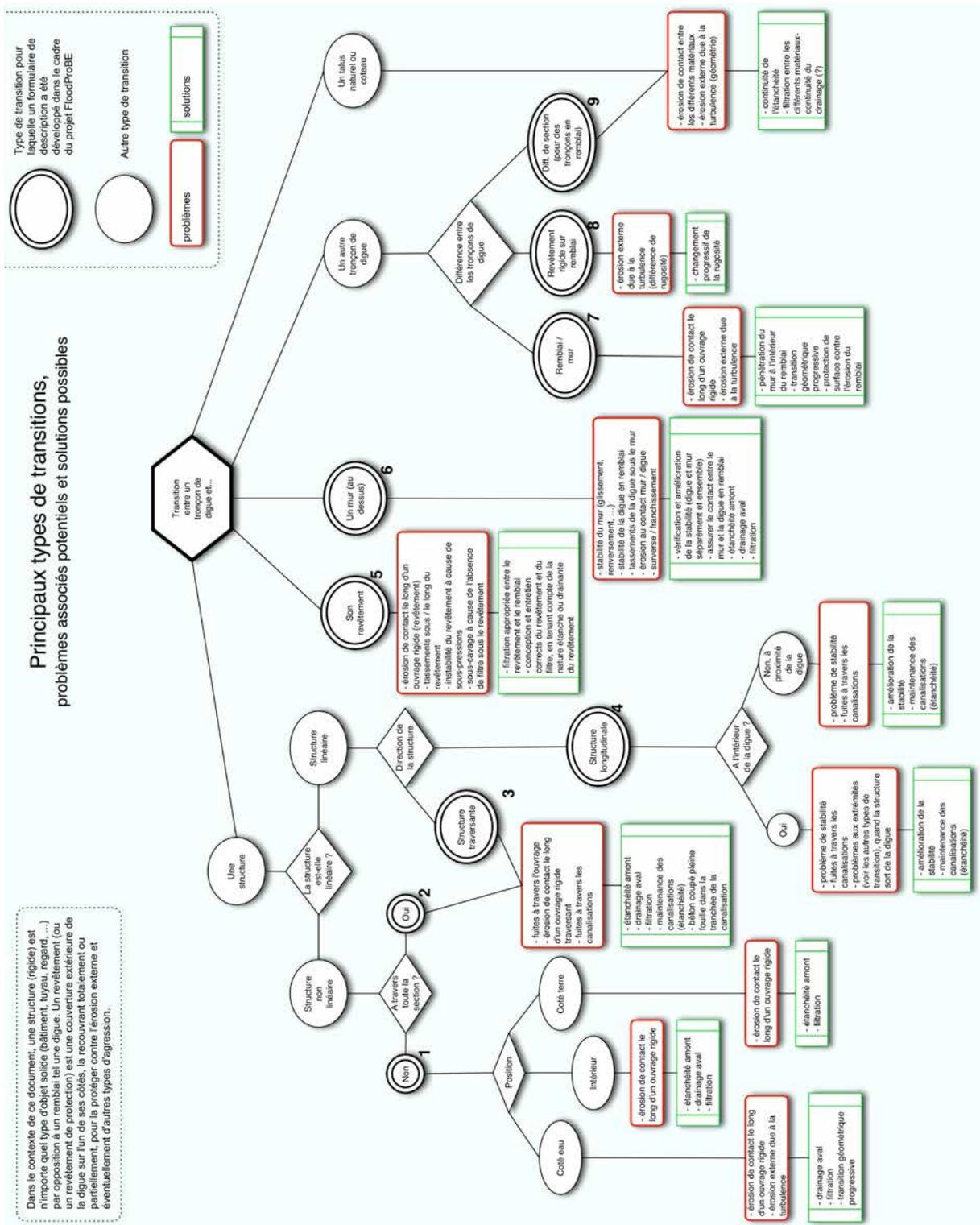


Figure 3.147 Types de transitions primaires (source : R.Tourment, Irstea)



Figure 3.149 **Transition en terme de géométrie de la digue : changement de section transversale entre une digue et un mur antisubmersions, Nouvelle-Orléans, Louisiane, États-Unis**
(source : USACE)



Figure 3.150 **Transition en terme de géométrie : transition entre une digue et un flanc de colline, Columbia, Illinois, États-Unis**
(source : USACE, district de Saint-Louis)

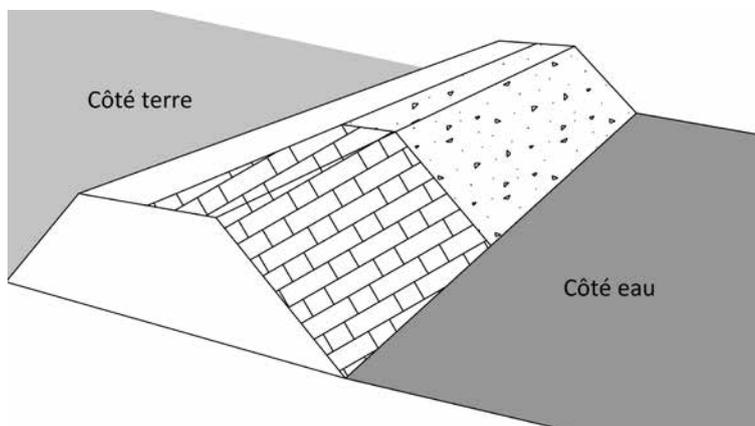


Figure 3.151 **Transition en terme de surface de digue : différents revêtements de surface**



Figure 3.152 Transition entre des matelas gabion et des revêtements en pierre, Fleuve Rhône, France

(source : Jean Maurin)

Une transition peut provoquer des effets négatifs sur le système de défense contre les inondations. Une problématique commune des transitions de ce type est l'érosion qui se développe en quatre phases : initiation, continuation, progression et brèche.

Problématiques

Le tableau 3.34 présente les principales problématiques des transitions caractérisées par des compositions différentes de matériaux.

Tableau 3.34 Problématiques techniques des transitions caractérisées par des compositions différentes de matériaux

Problématique	Méthodes	Sections de référence
Constituants en différents matériaux dont un segment possède une meilleure résilience que l'autre*	Une risberme de stabilité côté eau peut apporter des matériaux imperméables supplémentaires au droit de la transition naturelle.	4.16, 9.11
Variations de sections géométriques entre la digue et le sol naturel	Concevoir et construire un changement progressif et non pas un changement abrupt de la géométrie de la section transversale.	4.16, 9.11, 10.5.5
Risques de fuite plus importants pouvant se produire à l'interface entre les points hauts topographiques et la digue et entre le sol et les structures imperméables sur la digue (mur antisubmersions)	Une exploration de subsurface adéquate peut être réalisée pour déterminer la géologie naturelle et les risques associés de suintements aux interfaces entre les structures naturelles et anthropiques. Les mesures de contrôle des suintements telles que les drains, les puits de décharge et les écrans étanches peuvent aider à réduire ces risques.	7.5, 9.11

Note

* La nature des sols de remblai détermine la vulnérabilité de la digue à l'érosion. Les deux classes primaires des sols sont les sols cohésifs et les sols granulaires non cohésifs.

Photographies

La figure 3.153 illustre une érosion à la transition d'une section transversale de défense contre les inondations : une transition entre une digue côtière et une dune.



Figure 3.153 **Érosion d'une transition avec une dune, nord de la digue côtière Hondsbossche-en Pettermer Zeewering, Pays-bas**
(source : H. Van Hemert)

3.5 COMPRENDRE LA DÉFAILLANCE DES DIGUES

3.5.1 Définir la défaillance d'une digue

3.5.1.1 Qu'est-ce qu'une défaillance de digue ?

Définition et concept

Une défaillance est définie comme l'inaptitude à atteindre un seuil de performance défini (en réponse à une charge donnée) (Morris, 2008) ou un indicateur de performance, pour une fonction donnée. La défaillance est un état.

Un système d'endiguement est généralement composé de plusieurs éléments qui incluent des segments de digues et d'autres structures (murs, déversoirs, portes, *etc.*). À l'échelle du système, la principale fonction est la réduction du risque d'inondation. Ainsi une défaillance peut-elle être définie comme l'inondation non intentionnelle de la zone endiguée. Pour que le système soit défaillant doit se produire une défaillance hydraulique ou structurelle de l'un quelconque de ses segments :

- **la défaillance hydraulique (non structurelle)** se produit si l'entrée d'eau dans la zone endiguée (flux d'eau traversant, déversant ou franchissant la digue) se produit avant que le niveau de protection planifié soit atteint et sans endommagement préalable d'un élément du système ;
- **la défaillance structurelle** se produit *via* une brèche dans le système d'endiguement résultant de dommages affectant au moins l'un des segments du système.

La défaillance structurelle peut induire une défaillance hydraulique et vice versa (*cf.* figure 3.154).

Par exemple, une défaillance hydraulique peut conduire à une défaillance structurale si un segment de digue est franchi dans une situation non planifiée, provoquant une érosion majeure sur le versant terrestre de la digue et amenant la formation d'une brèche.

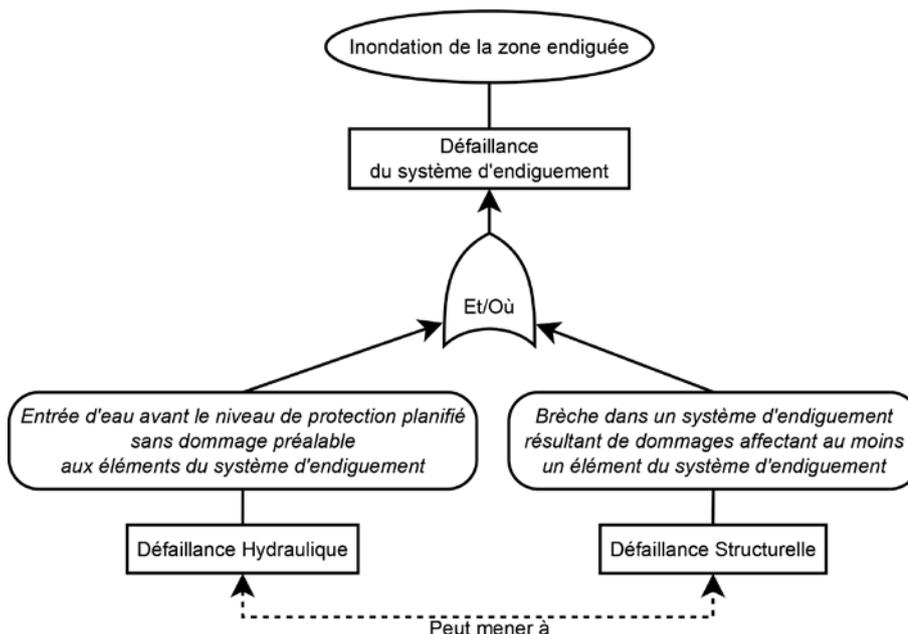


Figure 3.154 **Défaillance d'un système d'endiguement**
(source : R. Tourment, Irstea et Y. Deniaud, Cerema)

La défaillance structurale d'un segment de digue se produit lorsque la faiblesse d'un ou de plusieurs composants de la digue atteignent un stade ultime incompatible avec son seuil de performance. Cette faiblesse provoque une défaillance du composant qui n'est plus apte à remplir sa fonction pour assurer l'intégrité de la digue. Cette défaillance structurale d'un segment de digue peut conduire à la défaillance de la fonction hydraulique de ce segment de digue et à la défaillance du système d'endiguement par l'apparition d'une brèche.

À l'échelle d'un segment spécifique de digue, la défaillance hydraulique se produit lorsque le segment de digue n'est plus apte à assurer, au niveau de conception défini ou assigné, sa fonction hydraulique dans le système d'endiguement. Les défaillances hydrauliques résultent des situations suivantes (cf. figure 3.155) :

- une erreur dans le processus de conception ou de construction de la digue (résultant en un flux d'eau traversant, déversant ou franchissant la digue) ;
- des modifications dans l'environnement du système d'endiguement (par exemple un exhaussement du lit de la rivière ou d'un promontoire, ou un tassement sous la digue, amenant un déversement pour une période de retour plus faible que le niveau de conception) ;
- une défaillance d'exploitation (par exemple une porte non fermée durant un événement, par erreur humaine ou maintenance défectueuse conduisant à l'impossibilité de la fermer) ;
- une brèche résultant d'un scénario de défaillance structurale.

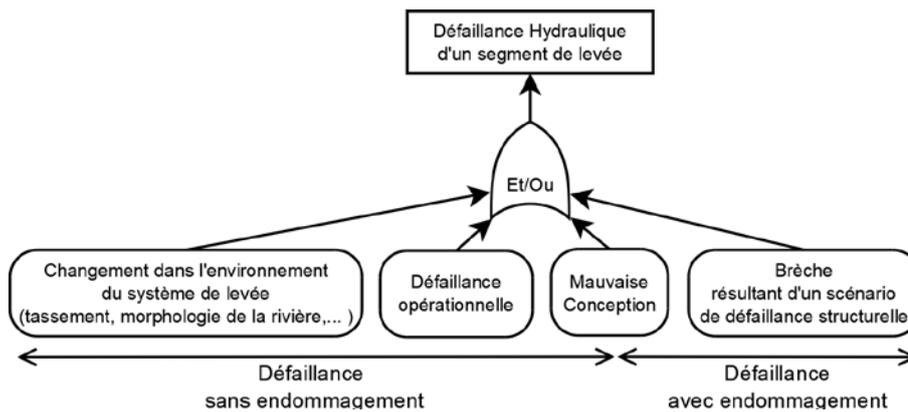


Figure 3.155 sources possibles de défaillance pour un segment de digue

(source : R. Tourment, Irstea)



Figure 3.156 Franchissements (a) et déversements (b) localisés

(source : Defra)

Note

Le déversement par-dessus une digue (cf. figure 3.156) qui a été conçue pour être résistante aux franchissements et aux déversements ne doit pas être considéré comme une défaillance si elle se produit au niveau prévu..

Détériorations et dommages

Les détériorations sévères comme l'érosion, l'affouillement et le glissement peuvent couramment affecter les digues. Quand bien même la détérioration ne va pas jusqu'à la brèche, la digue est néanmoins affaiblie. L'endommagement résultant des processus de détérioration est lié à la défaillance structurelle des composants de la digue. Comme certaines fonctions structurelles des composants de la digue ne peuvent plus être assurées, la digue n'est plus capable de supporter un nouvel événement de crue à son niveau défini de protection, sans un risque majeur de brèche. Une réparation immédiate ou des actions d'urgence sont requises.

Les dommages affectant le talus en eau ou le pied de la digue peuvent abaisser fortement son niveau défini de protection, dans le cas d'un événement de crue (cf. figure 3.157).



Figure 3.157 **Endommagement par les vagues et glissement rotationnel**

(source : R. Tourment, Irstea)

La présence d'une couche perméable, l'existence de fractures ou de fines fissurations, dans les sols de remblai ou de fondation, peuvent déclencher de l'érosion de conduit ou des suintements au travers de la digue. À long terme, comme la détérioration évolue, l'imperméabilité de la digue n'est plus garantie. Le développement de chemins hydrauliques et des suintements peuvent induire une érosion interne excessive ; ce qui amène le lavage des sols fins, un vide et un tassement de la crête ou l'apparition de conduits avec l'accroissement des débits avec le temps. La performance de la digue est alors affaiblie et une libération majeure et incontrôlée d'eau peut survenir dans la zone endiguée durant un événement de crue (cf. figure 3.158).



Figure 3.158 **Suintements (a) et libération importante d'eau dans une zone endiguée (b)**

(source : Defra)

L'érosion du pied d'une digue peut être causée par l'action des vagues, l'onde des hélices de navire utilisant le cours d'eau ou les vitesses de courants élevées en extrados de méandres. Elle réduit la largeur de la digue, peut initier des glissements ainsi qu'une brèche de la digue durant un événement de crue (cf. figure 3.159).

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



Figure 3.159 **Érosion par les courants d'une rivière et instabilité due au sous-cavage de pied**
(source : J-Y Hardy, DDT37 et E. Durand, Cerema)

Les brèches

Les brèches sont le résultat final de l'érosion ou de tout autre mécanisme de détérioration ou d'endommagement qui fait suite à un élargissement brutal d'un conduit, à une instabilité de talus ou à un franchissement dû au tassement de la crête ou à la formation d'un effondrement lui-même lié à un vide dans le remblai. Une brèche est un effondrement catastrophique qui résulte d'une perte conséquente de crête ou de la création d'un vide significatif au travers de la digue, provoquant une perte substantielle et incontrôlée d'eau. Dans ces scénarios, la défaillance d'un ou de plusieurs composants de la digue conduit à un état soudain de défaillance de la fonction hydraulique de la digue.

Dans l'encadré 3.13, la présence dans les fondations de couches de surface de tourbe et d'argile, à faibles caractéristiques mécaniques, conduit à un mouvement horizontal de bloc du remblai lorsque la résistance au cisaillement non drainé de la couche de surface est insuffisante face aux forces hydrauliques générées par les eaux de crues venant appuyer sur le remblai.

Encadré 3.13

Exemple d'instabilité causée par la présence de tourbe dans une digue

Les digues sont considérées comme vulnérables à la sécheresse, quand elles-mêmes ou leurs sous-sols contiennent de la tourbe ou des argiles à haute teneur en matière organique, dans des couches ou niveaux sous lesquels le niveau des eaux souterraines peut descendre en période de sécheresse. Durant les longues périodes de sécheresse, la tourbe des digues tend à se déshydrater. La présence de tourbe dans les digues est observée aux Pays-bas, et par exemple également en Irlande, au Royaume-uni, en France, aux États-Unis et en Italie.

La déshydratation de la tourbe dans les digues provoque le retrait et une perte de poids (jusqu'à 1,5 à 5 kN/m³) diminuant la stabilité. Cela peut s'achever par une brèche générée par un glissement horizontal (la digue étant horizontalement poussée de côté). Un exemple de défaillance initiée par un glissement est celui de Wilnis (cf. figure 3.160), aux Pays-bas, en 2003.



Figure 3.160 **Glissement translationnel des digues de Wilnis**
(source : Stowa)

Des détériorations majeures dans les fonctions de drainage, d'imperméabilité ou de stabilité de leurs composants peuvent affaiblir les digues et conduire à une brèche soudaine, incontrôlée et à une libération majeure d'eau. Il est parfois difficile de comprendre parfaitement le mécanisme de la brèche après l'événement en raison des effets du flux d'eau (cf. figure 3.161).



Figure 3.161 **Brèches dans le comté de Scott, États-Unis**
(source : USACE)

Cependant, les brèches ne sont pas toujours des défaillances. Certaines digues en Allemagne sont conçues pour subir des brèches par explosion lors d'un événement de crue, tandis que certaines digues du Mississippi ont récemment subi des brèches prévues dès leur conception. Dans le cas du fleuve Mississippi, les eaux de crues ont été dirigées dans des dérivations prévues du départ afin de soulager la pression sur le système de défense en aval et réduire les niveaux d'eau à l'aval dans le lit principal du fleuve.

Liens entre formes, fonctions et défaillances

La performance des digues et leurs défaillances sont liées à leur fonction dans le système de défense contre les inondations (cf. section 3.1).

Les mécanismes de détérioration et d'endommagement sont liés à la nature et à la structure des composants de chaque digue particulière.

Les défaillances des digues sont directement liées aux formes et aux fonctions des digues, tel que cela est souligné dans la figure 3.162.

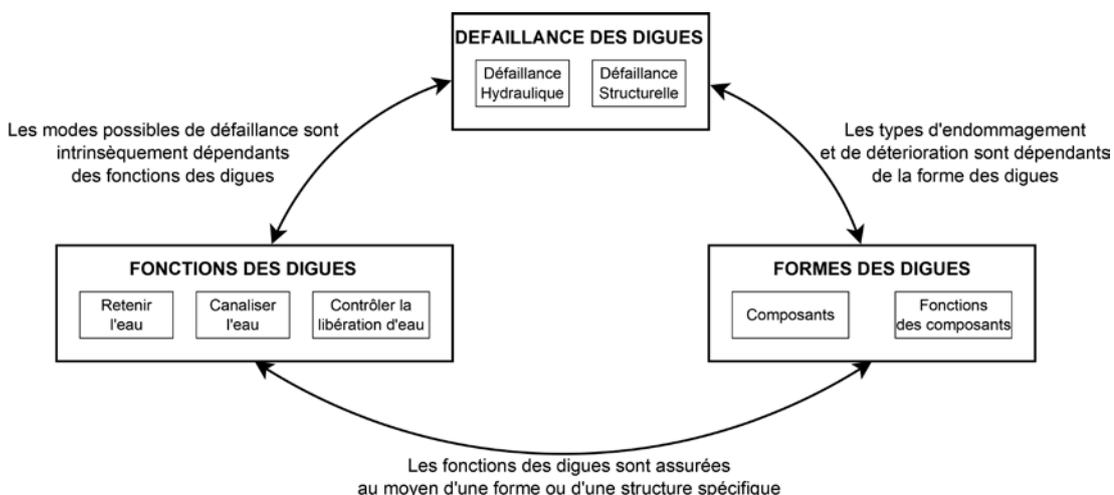


Figure 3.162 **Relation entre fonctions, formes et défaillances des digues**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

3.5.1.2 Comprendre le processus de défaillance

Mécanismes et défaillances

Un scénario de défaillance structurelle conduisant à la brèche consiste en un processus (appelé traditionnellement « mode de défaillance ») qui implique des phénomènes à la fois physiques et fonctionnels agissant sur le segment d'une digue (cf. figure 3.163) :

- dans le domaine physique, les composants d'un segment de digue subissent des mécanismes conduisant à la détérioration et à l'endommagement ;
- dans le domaine fonctionnel, les fonctions des composants de digue peuvent se dégrader jusqu'à la défaillance.

Les relations entre composants et fonctions sont multiples et non univoques.

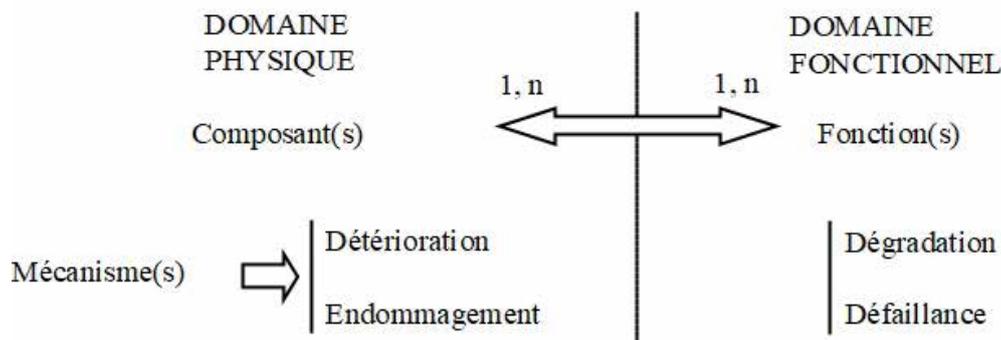


Figure 3.163 Domaines physique et fonctionnel et vocabulaire de l'analyse de la défaillance des digues
(source : R. Tourment, Irstea)

Un mécanisme est un processus lié au temps qui affecte progressivement un composant de digue et génère un déclin dans l'état de ses propriétés structurales. Un mécanisme peut conduire à la détérioration et à l'endommagement d'un ou de plusieurs composants physiques de la digue.

La détérioration est provoquée et aggravée par des facteurs qui agissent sur les composants de la digue. Les initiateurs et les facteurs d'évolution sont des agents physiques ou chimiques tels que le vent, les courants, les vagues, les marées, la température, la végétation, les animaux, les activités humaines, le chargement et le déchargement.

Les effets de la détérioration sont révélés par des caractéristiques observables ou des symptômes, tels que des fractures, des fissures, des dépressions, des sous-cavages, des raidissements de pentes, des glissements, des reptations et la disparition de végétation. Cependant, il n'y a pas de relations directes entre les symptômes et les mécanismes. Un symptôme peut être lié à plusieurs mécanismes et un mécanisme peut conduire à plusieurs caractéristiques observables ou symptômes.

Les détériorations importantes conduisent à un endommagement des composants structurels de la digue qui requiert une réparation immédiate ou une action d'urgence. La détérioration et l'endommagement peuvent également conduire à une brèche dans la digue, laquelle est une situation de crête abaissée ou d'ouverture significative. Auquel cas, la brèche est un stade ultime de dégradation de la fonction hydraulique de la digue ou une défaillance soudaine, résultant d'un effondrement rapide de la structure de la digue.

Une fonction assurée par une digue peut être dégradée ou défaillante, en fonction du seuil retenu pour la défaillance (cf. encadré 3.14). Une digue peut être en état de défaillance avant d'être complètement détruite.

Scénarios ou chaîne d'événements

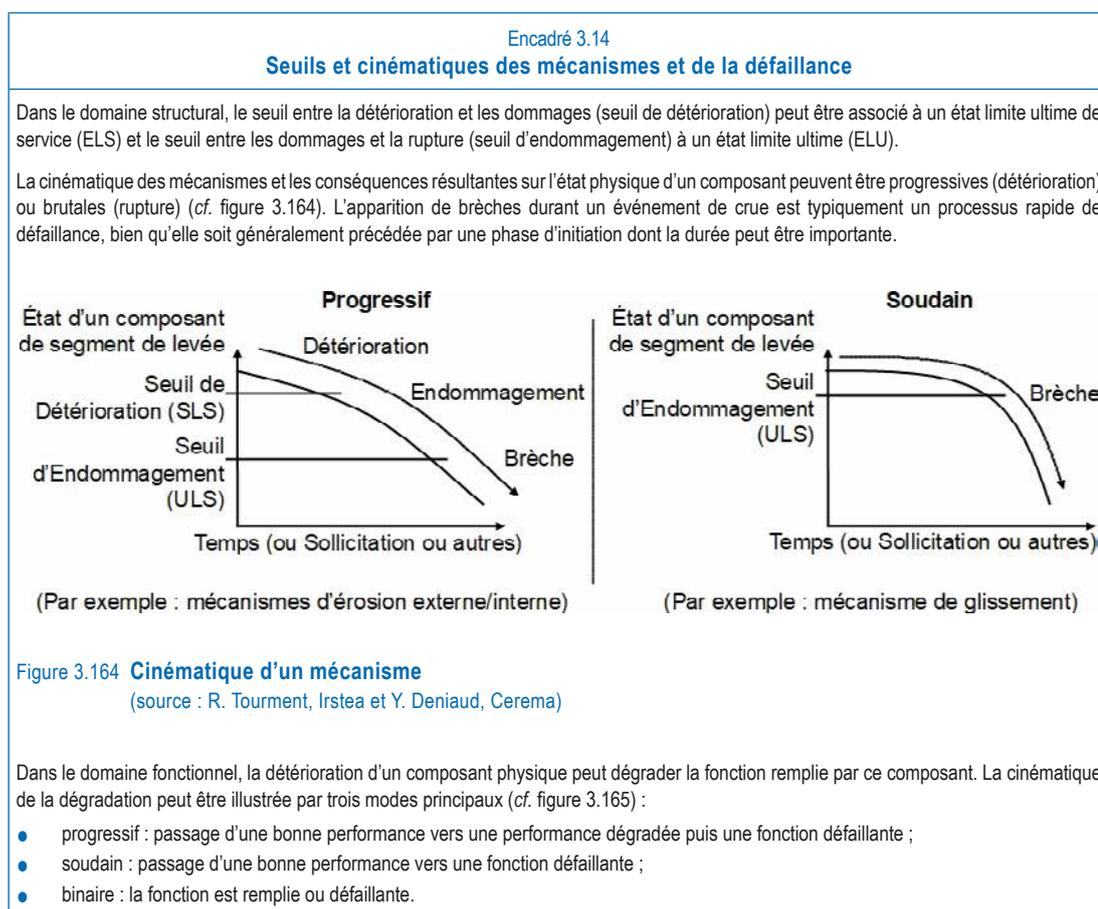
La combinaison d'événements affectant une digue particulière dépend de sa forme, de ses composants, de ses structures associées, des sollicitations et de leur évolution dans le temps.

L'apparition d'une défaillance peut être activée par des phénomènes initiateurs tels que :

- une surcharge ;
- un haut niveau d'eau ou un changement rapide de niveau d'eau ;
- des suintements ;
- une augmentation anormale des écoulements d'eau.

La détérioration des composants ou leur endommagement conduisent à la dégradation ou à la défaillance d'une ou de plusieurs de leurs fonctions. La dégradation ou la défaillance d'une fonction peuvent initier ou aggraver les mécanismes, créant une nouvelle chaîne d'événements (cf. figure 3.166).

Les scénarios amenant à la défaillance structurelle des digues peuvent être complexes. Un mécanisme de détérioration et un endommagement agissant sur le composant d'une digue déclenchent parfois un autre mécanisme par un « effet domino » (cf. figure 3.166). Il est également possible de voir deux mécanismes distincts se développer en parallèle.



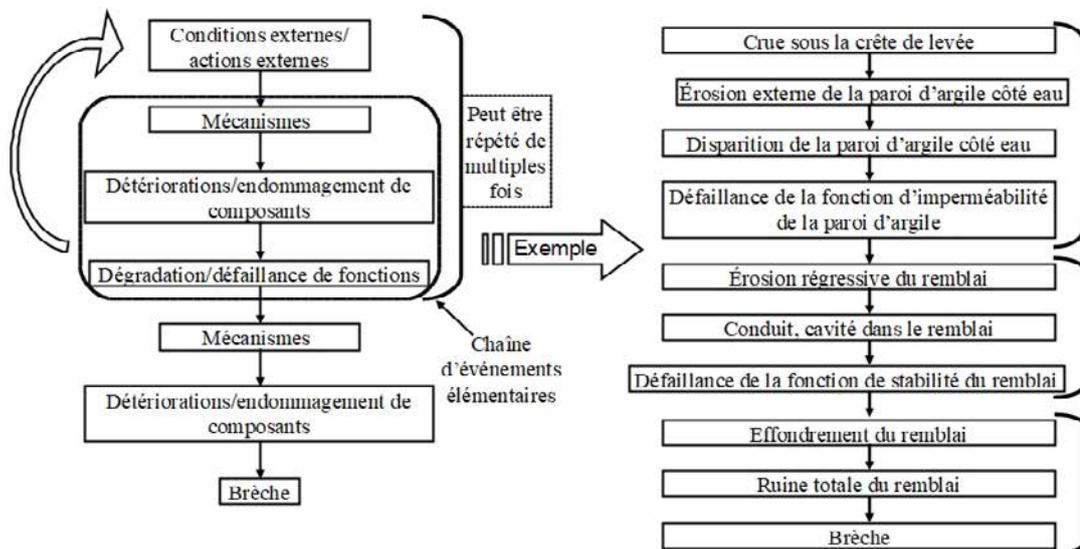
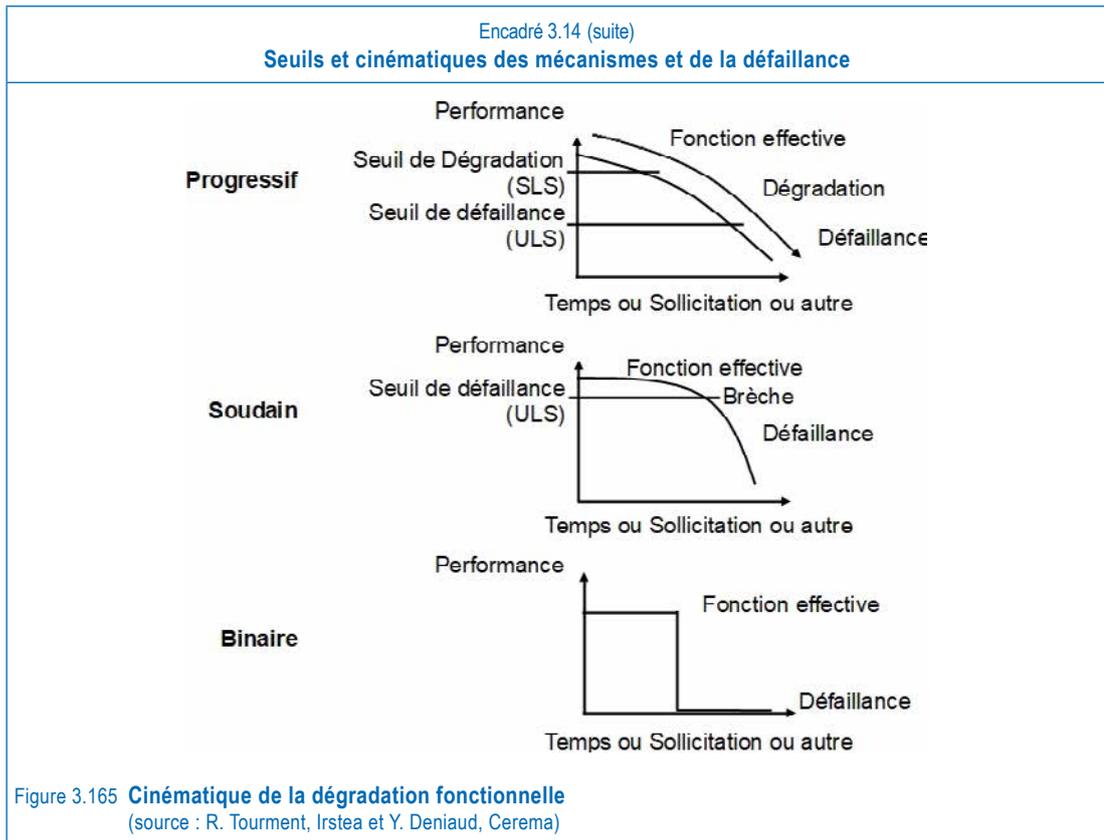


Figure 3.166 **Scénarios et chaîne d'événements conduisant à une défaillance structurelle de digue et à une brèche**
(source : R. Tourment, Irstea)

3.5.2 Principaux processus de détériorations, de dommages et de brèches

3.5.2.1 L'érosion externe

Définition de l'érosion externe

L'érosion externe est l'altération d'une surface (rive, banc, remblai ou autres surfaces) par les crues, les vagues, le vent ou tout autre processus naturel (FEMA, 2004). L'érosion externe est initiée par des forces hydrodynamiques agissant sur les particules de sol en surface d'une digue. Elle se produit lorsque les matériaux de surface de la digue sont insuffisamment résistants face aux agressions de l'environnement, c'est-à-dire lorsque les efforts de cisaillement induits par les débits dépassent une valeur critique associée à la nature des matériaux de la digue. Cette situation peut se produire au fil du temps en raison du vieillissement des matériaux de surface, mais elle peut être également due à un accroissement des effets de l'environnement sur la digue (par exemple durant les épisodes de crues).

Le résultat de l'érosion externe est une réduction des matériaux constitutifs de la digue pouvant affecter leur épaisseur ou leur densité. La zone affectée est ainsi plus faible et plus susceptible d'effondrement lors d'événements extrêmes.

Les matériaux exposés par l'érosion détériorant la surface de la digue ne sont habituellement pas conçus pour résister aux agressions environnementales. Se retrouvant en contact direct avec la source d'agression, il en résulte une accélération du processus.

Facteurs contribuant à l'érosion externe

Les causes principales de l'érosion sont les mouvements d'eau qui se produisent directement tout au long de la surface de la digue ou à proximité de la végétation arborée le long des rives de la masse d'eau. Courants, vagues et marées sont les principaux facteurs initiateurs et aggravants de l'érosion externe. Cependant, le vent, la végétation arborée ainsi que les activités animales et anthropiques, en déplaçant les particules de sol, peuvent jouer un rôle majeur dans l'érosion de surface. Dans ce sens, certaines sources considèrent la détérioration des digues par le trafic des véhicules comme relevant de l'érosion.

Mécanismes

Dans ce mode de détérioration, les mécanismes tels l'affouillement, les instabilités globales ou locales, les instabilités de pied, la dessiccation, la fissuration structurelle, les chocs et les vibrations emportent des matériaux de remblai, ce qui conduit parfois au sous-cavage de la structure de la digue.

Les vagues générées par le vent ou les marées peuvent provoquer des dommages érosifs aux protections de talus ainsi que des endommagements structurels des murs de front de mer.

Les sols emportés par les courants de rivière ou l'action des vagues conduisent au raidissement des talus ; action aggravée dans les zones présentant des obstructions côté eau telles que des arbres, des piles de pont, des murs et des canalisations. Les conditions hydrauliques entraînant des efforts non prévus sur les digues peuvent également favoriser l'érosion. Par exemple, des tourbillons se formant en pied de digue sont souvent synonymes d'efforts supplémentaires sur les berges de la digue.

L'érosion externe d'une berge de rivière est principalement provoquée par l'action des vagues, des courants ou des turbulences au sein du lit de la rivière (cf. figure 3.167), comme l'effet de batillage induit par les hélices des navires ou les débits à forte vitesse en extrados de méandre. Les débits le long des digues génèrent une érosion de surface lorsque les efforts de cisaillement induits par les débits excèdent la tolérance des matériaux constituant la digue. Les matériaux de remblai sont emportés par lavage de la surface de la berge ou du talus côté eau de la digue, conduisant à une perte de section de la digue ou à un sous-cavage.

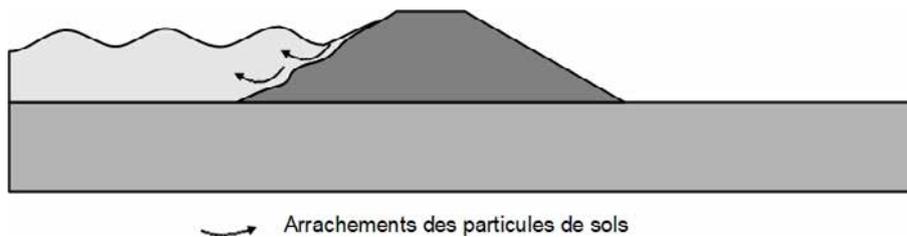


Figure 3.167 **Érosion externe due aux courants ou aux turbulences au sein d'un bras de rivière**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

La morphologie de la rivière et son évolution ont une influence majeure sur l'érosion en raison des mouvements latéraux (méandrement) du lit de la rivière, ou de son approfondissement. Ces processus peuvent sous-caver la digue, conduisant à des instabilités de talus en surface ou en profondeur (affouillements) ainsi qu'à des érosions directes (cf. figure 3.168).

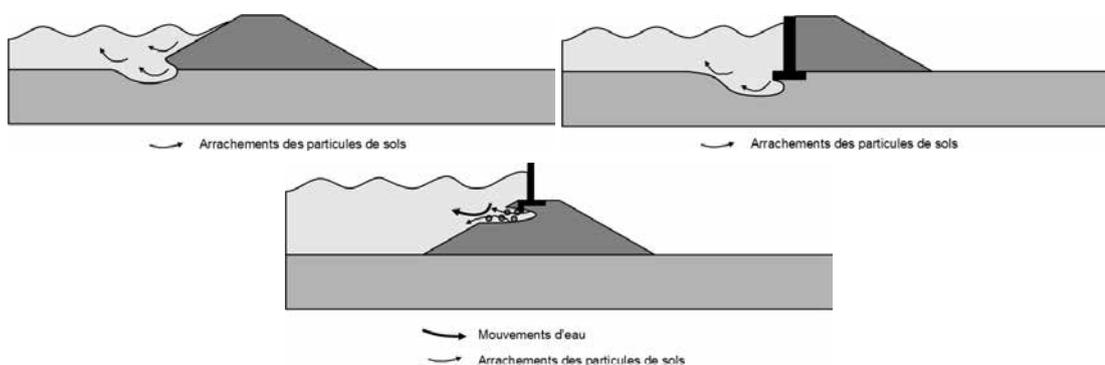


Figure 3.168 **Érosion externe en pied et en fondation d'une digue (sous-cavage)**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

Les animaux qui habitent ordinairement les digues en terre creusent des terriers ou des pistes qui affectent la structure. Les terriers peuvent provoquer des faiblesses, un accroissement des gradients hydrauliques et dans des cas extrêmes former des trous au travers des digues. Les pistes ou les éraflures en surface peuvent favoriser l'infiltration des eaux de pluie et de ruissellement, qui génère de l'érosion.

La végétation ligneuse grandissant sur les digues peut endommager ou pénétrer les composants de la protection. Les racines des arbres ou d'autres plantes à développement racinaire profond se développant sur les digues, peuvent pénétrer le noyau et provoquer une concentration des flux lorsque la crête est surversée. La chute des arbres peut également provoquer des dommages et les racines et les souches laisser des vides au sein du remblai.

Les problématiques structurelles sont les chocs, les vibrations et les collisions qui affectent l'intégrité de la digue. Elles sont liées tantôt aux activités humaines (vandalisme, construction, collision ou circulation de barge/navire/véhicule) tantôt au transport de matériaux solides par les courants (glaces, débris, etc.).

Des franchissements imprévus (cf. figure 3.169) et des déversements (cf. figure 3.170) sur une digue sont également susceptibles d'induire des dommages majeurs liés à l'érosion de surface. Les chocs et la vitesse des courants entraînent les matériaux de la digue. Les affouillements et l'érosion peuvent se développer sur la crête et sur le talus côté terre de la digue lorsque l'eau s'écoule (cf. figure 3.171).

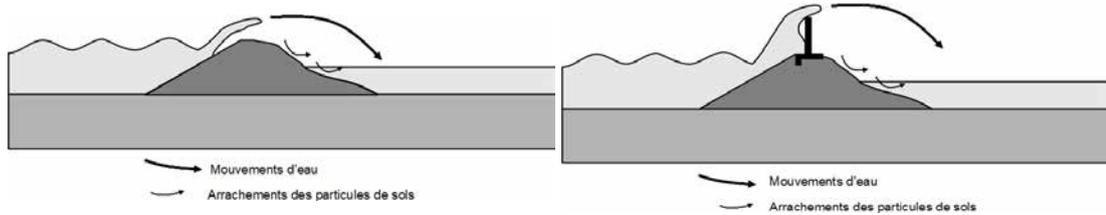


Figure 3.169 **Érosion externe du talus terrestre d'une digue due aux franchissements**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

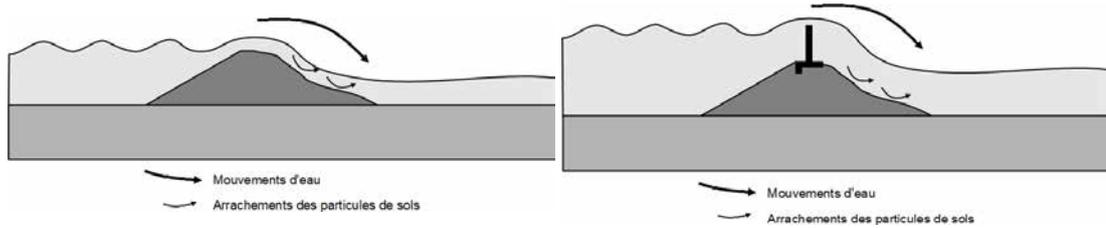


Figure 3.170 **Érosion externe du talus terrestre d'une digue due aux déversements**
(source : Y. Deniaud, Cerema)



Figure 3.171 **Érosion externe du talus terrestre d'une digue**
(source : G. Degoutte, Irstea)

3.5.2.2 L'érosion interne

Définition de l'érosion interne

L'érosion interne est initiée par des forces hydrodynamiques agissant sur les particules de sol dans ou au travers du corps d'une digue. L'érosion interne survient lorsque les particules de sol au sein d'une digue ou de ses fondations sont transportées vers l'aval par les débits de suintements (Bonelli *et al.*, 2012). Dans ce processus, la migration des particules de matériaux induite par la pression et les écoulements des eaux interstitielles, forme des chenaux au travers de la digue ou dans ses sols de fondation. Ces conduits sous-cavent la structure de la digue et conduisent à une défaillance et une brèche lorsque le suintement est incontrôlé et que se produit un passage continu d'eau au travers, sous ou autour de la digue.

Facteurs contribuant à l'érosion interne

Le facteur principal du développement de l'érosion interne est le suintement. Le suintement au travers d'un remblai est généralement provoqué par la présence de couches ou de lentilles perméables ou par l'existence de fissurations au sein des matériaux. Mais d'autres facteurs peuvent initier ou aggraver l'érosion interne en favorisant la formation de conduits dans la digue, tels que :

- l'activité animale et le développement incontrôlé des terriers ;
- la végétation et le développement incontrôlé des racines ;
- les activités humaines avec les conduites et autres structures pénétrantes au travers des digues.

Le suintement sous ou au travers d'un remblai entraîne une défaillance de la digue à assurer sa fonction principale de rétention d'eau. Cependant, aux stades précoces, le volume d'eau perdu est souvent relativement faible, et un léger suintement est admissible. mais s'il est laissé sans traitement, les particules fines du sol seront emportées à l'extérieur du remblai ou de sa fondation par les écoulements d'eau. Le sol devenant alors plus perméable, les écoulements vont augmenter et entraîner une plus grande érosion des particules de sol.

Les suintements augmenteront également la probabilité de glissements en raison des modifications du régime des eaux interstitielles, provoquant un affaiblissement des matériaux ou un accroissement des pressions de soulèvement sous le pied des remblais. Des pressions interstitielles élevées peuvent amener un accroissement des suintements, une fracturation hydraulique ou une instabilité, particulièrement lorsqu'elles sont supérieures à celles prévues par la conception. Des pressions de soulèvement dans les sols de fondation peuvent générer des instabilités majeures. Des pressions de soulèvement sur les joints peuvent conduire à des instabilités ou des fissurations des composants de protection des digues.

Mécanismes

Différents mécanismes d'érosion interne ont été décrits et catégorisés (Bonelli *et al.*, 2012) :

- dans l'érosion régressive, ou de conduite, une érosion débute au point de sortie et un passage continu se développe sous l'effet d'une érosion régressive induite par un gradient hydraulique excédant le gradient de flottation des sols (*cf.* figure 3.172) ;

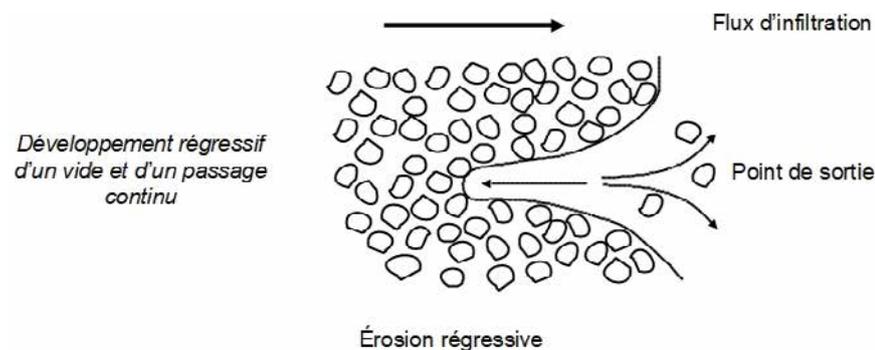


Figure 3.172 Principes de l'érosion régressive

- l'érosion concentrée se produit le long des bords d'une fissure ouverte ou dans les vides interconnectés d'une zone perméable continue, là où les efforts de cisaillement induits par les écoulements excèdent une valeur critique (*cf.* figure 3.173). Lorsque les écoulements sont faibles, des suintements peuvent se produire sans érosion. L'érosion concentrée peut également survenir le long de structures telles que des conduites, des dalots ou des murs de déversoir ;

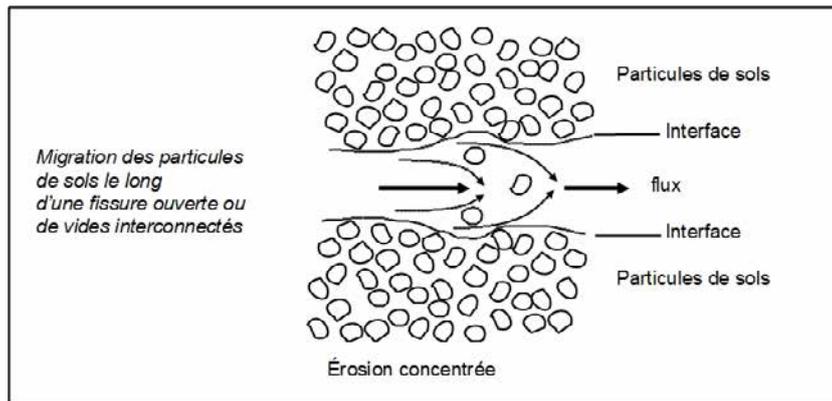


Figure 3.173 Principes de l'érosion concentrée

- l'érosion de contact se développe à l'interface horizontale entre une couche de sol fin et une couche de sol grossier, lorsque le sol fin est entraîné dans les matériaux grossiers par les écoulements horizontaux (cf. figure 3.174). L'érosion de contact peut également se développer à l'interface horizontale entre une couche de sol fin et un substrat rocheux fracturé, lorsque les sols fins sont entraînés dans les fissures de la roche par les écoulements horizontaux ;

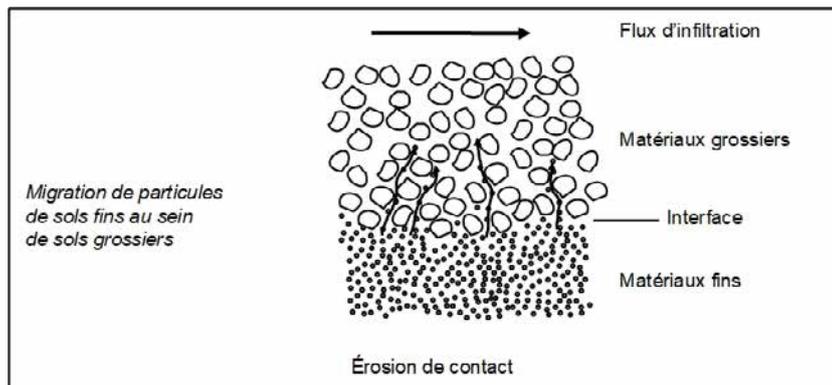


Figure 3.174 Principes de l'érosion de contact

- la suffusion est une érosion en masse dans des sols qui présentent une instabilité interne. Les petites particules de sol sont transportées par les écoulements interstitiels entre les particules plus grossières (cf. figure 3.175).

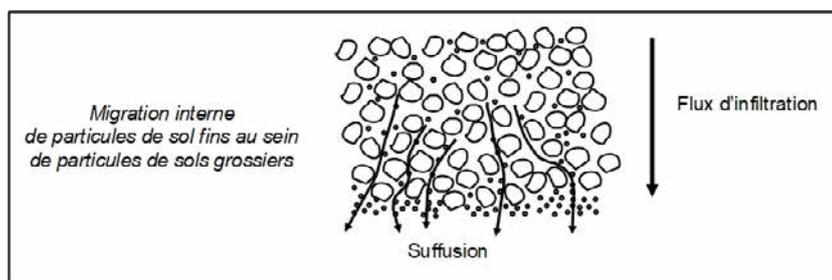


Figure 3.175 Principes de la suffusion

L'érosion interne peut également se développer à l'interface entre les sols et les structures rattachées à la digue. Quatre phases caractérisent l'érosion interne d'une digue (Bonnelli *et al.*, 2012) :

- l'initiation de l'érosion ;
- la poursuite de l'érosion lorsque la relation entre la granulométrie du matériau de base (noyau) et celle des filtres contribue à la maîtrise de l'érosion ;
- la progression pour former ou maintenir une canalisation et un accroissement des suintements ou des pressions interstitielles dans la partie aval du remblai ou de la fondation ;
- la brèche conduisant à un relargage incontrôlé d'eau.

Quelques schémas typiques d'érosion interne affectant différents types de digues sont présentés dans les figures 3.176 à 3.180.

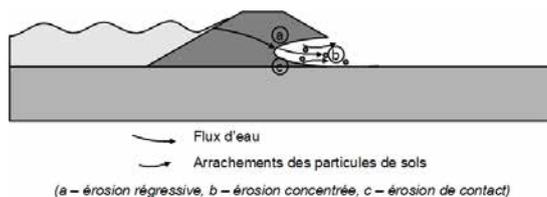


Figure 3.176 **Érosion interne du corps d'une digue**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

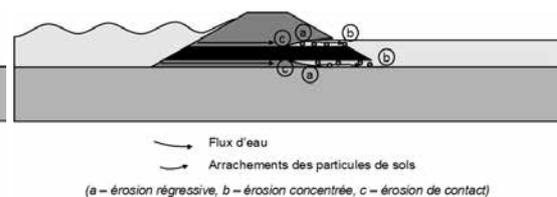


Figure 3.177 **Érosion interne le long d'une structure pénétrante**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

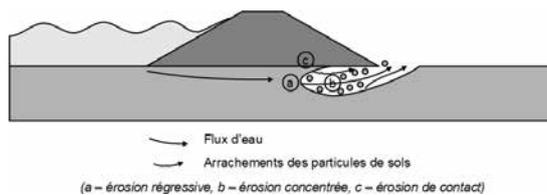


Figure 3.178 **Érosion interne des sols de fondation d'une digue**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

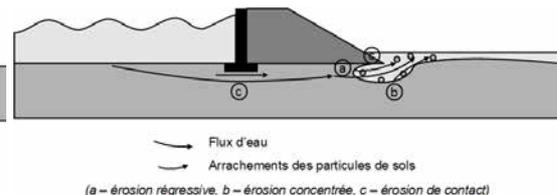


Figure 3.179 **Érosion interne d'une digue sous un mur côté eau (structure composite de digue)**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

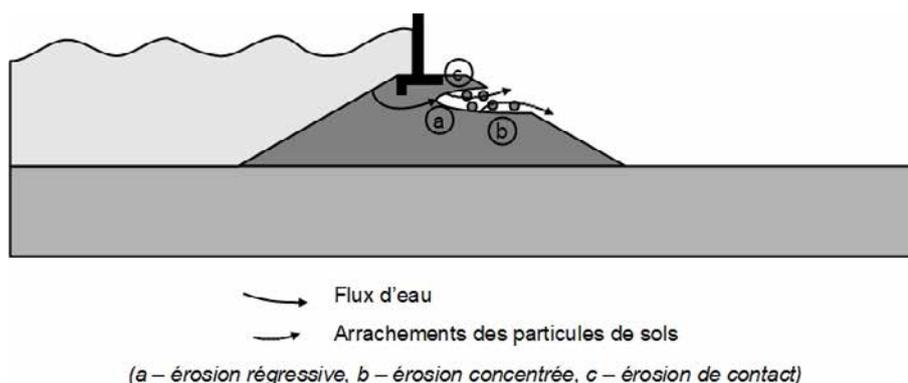


Figure 3.180 **Érosion interne des sols de fondation d'un mur en crête (structure composite de digue)**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

3.5.2.3 L'instabilité

Définition de l'instabilité

L'instabilité survient lorsque les forces motrices s'exerçant sur les particules de sol sont supérieures aux forces résistantes. Une surcharge sur une digue ou de faibles propriétés physiques des matériaux constituant la digue ou les sols de fondation, provoquent la formation d'une surface de glissement au sein des remblais de la digue et/ou des sols de fondation, laquelle endommage la digue. Ces processus sont reliés aux mécanismes des glissements rotationnels ou translationnels, au basculement, au tassement et à la liquéfaction.

Les facteurs contribuant à l'instabilité

Les facteurs contribuant à l'instabilité des digues sont les suivants :

- **le poids (chargement/déchargement)** : c'est le facteur principal d'instabilité, car il est la première cause de mouvement des particules de sol. L'instabilité d'un talus de digue peut être provoquée par une charge inappropriée ou non intentionnelle sur la crête ou un déchargement inapproprié ou non intentionnel du pied de remblai ;
- **la pression interstitielle** : les sols de la digue peuvent se saturer durant les périodes de hauts niveaux d'eau et ne pas être en mesure d'être drainés aussi rapidement que les eaux s'abaissent. Cela génère un accroissement du poids (force motrice) du remblai de la digue et finalement une rupture de talus. Cette condition est particulièrement aggravée dans les sols faiblement compactés présentant de faibles densités/résistances et plus de vides susceptibles d'être remplis d'eau. Par ailleurs, la pression interstitielle, dans le remblai d'une digue ou dans les sols de fondation, diminue la résistance au cisaillement et au glissement de la digue ;
- **la baisse des propriétés des matériaux** : une baisse dans les propriétés du corps de digue ou des sols de fondation peut réduire la résistance au cisaillement et au glissement de la digue ;
- **les activités humaines** : les activités de construction sur ou à proximité de la digue peuvent emporter le pied de remblai, raidir les pentes de talus, générer des ravines d'érosion ou enlever de la végétation favorisant la résistance à l'érosion. Ces effets peuvent être liés à une grande variété de motifs tels que : la mise en place de fossés, le nettoyage à proximité du pied de remblai, la construction d'une route ou l'installation de nouvelles conduites. Le battage et d'autres activités vibratoires, ainsi que les excavations profondes proches des digues sont des préoccupations particulières de l'ingénierie dans les zones susceptibles de liquéfaction ou de suintements ou sous-pression ;
- **les activités animales** : le développement de terriers dans le corps de la digue peut réduire les propriétés mécaniques des matériaux de remblais et induire la formation de conduites susceptibles d'entraîner l'effondrement de la digue ;
- **la végétation arborée** : le développement des racines et leur décomposition après la disparition de la végétation peuvent conduire à des instabilités. La végétation arborée peut également affecter la stabilité de la digue lorsqu'un arbre est abattu par des vents violents en emportant une partie du remblai de la digue ;
- **les impacts** : les chocs, vibrations et collisions liés aux activités humaines ou au transport solide par les courants peuvent générer des mouvements des particules de sol et des instabilités. Ils peuvent diminuer les propriétés de la protection des talus des digues ou initier une liquéfaction du corps ou des sols de fondation de la digue ;
- **l'activité sismique** : les forces sismiques latérales et verticales peuvent provoquer des instabilités de pentes. La liquéfaction induite par les séismes peut provoquer la rupture des sols de fondation, de la digue ou des deux. Ces effets sont sévères et doivent être aussitôt soumis à investigations pour détecter les zones présentant des sols mous ou meubles et des pentes trop raides ;
- **l'érosion** : peut initier des instabilités en provoquant un déchargement de pied ou sous-cavage à la base de la pente de talus de la digue.

Mécanismes

Il existe différents mécanismes d'instabilité liés aux configurations géométriques particulières de chaque section de digue qui peut comporter différents types de composants. Cependant, les principaux mécanismes individuels qui doivent être considérés sont les suivants :

- glissements superficiels et reptation** : la tendance au glissement est hautement dépendante des pentes de talus des remblais. Lorsqu'un matériau argileux est compacté pour former une digue, sa résistance au cisaillement initiale dépendra des caractéristiques des matériaux constituant les particules de sol, de la teneur en eau des sols et du degré de compactage. Cependant, au cours du temps, les sols vont s'altérer et potentiellement s'ameublir à partir de la surface, effet qui sera aggravé par les variations saisonnières ; le remblai va s'assécher, potentiellement se fissurer durant les mois d'été et ces fissures vont alors former un chemin pour les eaux en automne ou durant l'hiver (par infiltration des eaux de pluie ou des eaux de crues). Pour les remblais à pentes raides, ces processus d'altération réduisent le facteur de sécurité des glissements peu profonds, potentiellement jusqu'au point de déclenchement de glissements de surface (cf. figure 3.181).

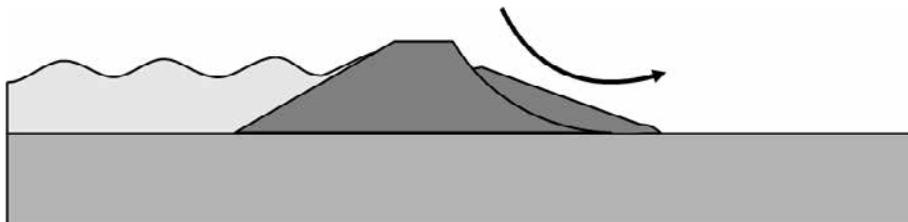


Figure 3.181 **Glissement rotationnel peu profond d'un talus terrestre de digue**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

La tendance à la formation de glissements peu profonds peut être exacerbée côté rivière lorsque des périodes de hauts niveaux d'eau sont suivies par un rabattement rapide du niveau des eaux de crues (cf. figure 3.182). Les pentes latérales du remblai fissurées, distordues ou parcourues de sillons, seront plus vulnérables à l'érosion, liée notamment à l'action des vagues et à la surverse.

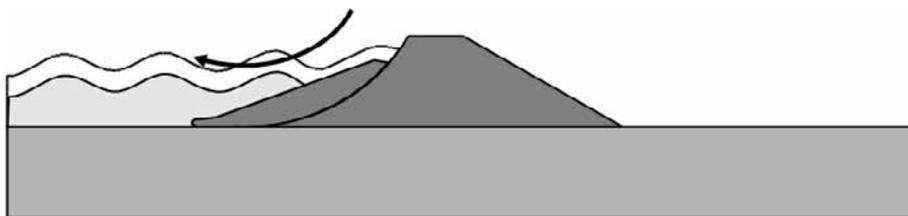


Figure 3.182 **Glissement rotationnel peu profond d'un talus terrestre de digue lors d'une vidange rapide**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

Les sols des remblais de digue peuvent également subir des mouvements de reptation ou des mouvements latéraux à partir de la crête. Cela se produit principalement dans les argiles ou les sols tourbeux et s'aggrave lorsque les sols sont mal compactés, saturés ou les deux.

Les glissements peu profonds peuvent être provoqués ou affecter une superstructure telle qu'un mur construit en crête de digue (cf. figure 3.183).

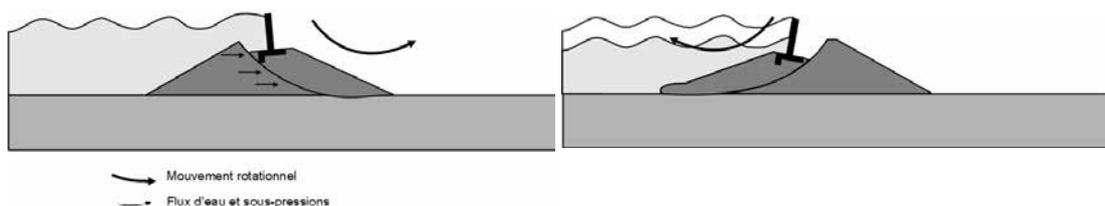
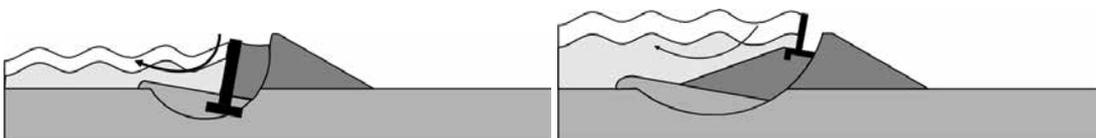


Figure 3.183 **Glissement rotationnel peu profond affectant un mur en crête de digue**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

- Glissements rotationnels profonds** : les glissements rotationnels profonds sont souvent liés à de changements de situation, comme la construction d'un nouveau remblai ou la surélévation d'un remblai existant, l'application d'une surcharge en crête, la retenue d'un niveau d'eau anormalement élevé, ou l'excavation d'un fossé en pied du remblai. Le changement de taille et de condition (c'est-à-dire : niveau d'eau) d'un fossé de drainage ou en eau, est une cause habituelle de problèmes, particulièrement dans des sols argileux et silteux. Une forme particulière de rupture rotationnelle profonde, aussi appelée rupture éruptive, peut être initiée par l'action de pressions élevées des eaux souterraines dans une couche perméable sous le remblai. La rupture rotationnelle profonde apparaîtra alors sous la forme d'une fissuration et d'un abaissement d'une partie de la crête, un bombement de la pente, particulièrement à sa base, ainsi qu'un gonflement du sol devant le pied de talus (cf. figures 3.184 et 3.185) ; d'où un ameublissement des matériaux de remblai et un affaiblissement des sols de fondation. Si entraîne pas alors la formation d'une brèche, celle-ci peut survenir très rapidement à défaut de réparations immédiatement mises en œuvre.

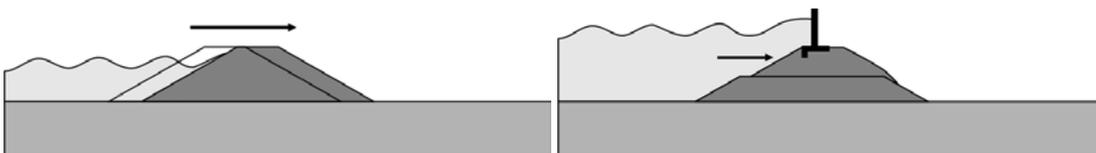
Figure 3.184 **Glissement rotationnel profond d'une digue**

(source : Y. Deniaud, Cerema)

Figure 3.185 **Glissement rotationnel profond affectant un mur latéral ou en crête de digue**

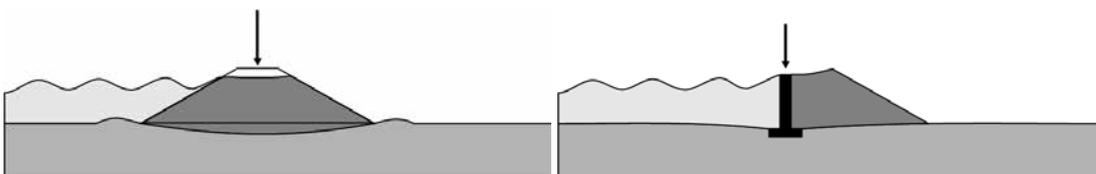
(source : Y. Deniaud, Cerema)

- Glissements translationnels** : la présence de couches de surface très faibles d'argile ou de tourbes, dans la fondation ou le corps de la digue, peut provoquer le déplacement d'un bloc horizontal du remblai. Cela se produit lorsque la résistance au cisaillement non drainé de la couche de surface est insuffisante face aux forces hydrauliques exercées par les eaux de crues agissant sur le remblai (cf. encadré 3.13 et figure 3.186). Ce mécanisme implique de hauts niveaux d'eau fluviale et une faible résistance au cisaillement des matériaux sous le remblai.

Figure 3.186 **Glissement translationnel d'une digue sur un sol de fondation meuble ou dans le corps de remblai de la digue**

(source : Y. Deniaud, Cerema)

- Consolidation/tassement/basculement** : par définition (ou quasi), la plupart des remblais de défense contre les inondations sont construits dans des plaines alluviales. Beaucoup le sont sur des fondations contenant des couches d'argiles meubles ou de tourbes. Or, l'une des caractéristiques de ces matériaux est de subir des tassements importants au cours du temps lorsqu'ils se consolident sous une charge imposée. C'est particulièrement le cas pour des remblais d'une hauteur supérieure à deux mètres (cf. figure 3.187).

Figure 3.187 **Tassement d'une digue sur un sol mou en fondation**

(source : Y. Deniaud, Cerema)

Pour des digues historiques, pouvant être vieilles de plusieurs siècles, l'essentiel de ce tassement s'est déjà produit et a été masqué par des remblaiements ultérieurs. Par contraste, les nouvelles digues construites à leur hauteur maximale en une fois peuvent être sujettes à des tassements importants toujours en cours, potentiellement de l'ordre de la centaine de millimètres. Le processus de surélévation des remblais générera souvent des tassements additionnels, particulièrement lorsque les matériaux de remblai sont placés sur les talus et le pied du remblai existant. Le problème du tassement est que le remblai n'assurera pas sa fonction première de barrière imperméable pour un niveau requis en provoquant une réduction du standard de protection. Une problématique particulièrement préoccupante est l'influence du temps sur les processus de consolidation : un remblai qui remplit ses exigences de hauteur une année ne le fera pas forcément les années suivantes. Une autre problématique générée par les tassements est la fissuration induite par les distorsions des matériaux potentiellement fragiles du remblai. Ce qui accroît la perméabilité du remblai et rend également celui-ci plus susceptible d'être endommagé et de subir une brèche par surverse (laquelle sera plus probable en raison du tassement).

Le tassement peut aussi affecter les digues actuelles. Des modifications dans les niveaux d'eau, les gonflements et retraits saisonniers ou les surcharges peuvent déformer le remblai (cf. figure 3.188). Autant de phénomènes qui peuvent conduire à la fissuration et au développement de chemins hydrauliques dans les différents composants de la digue.

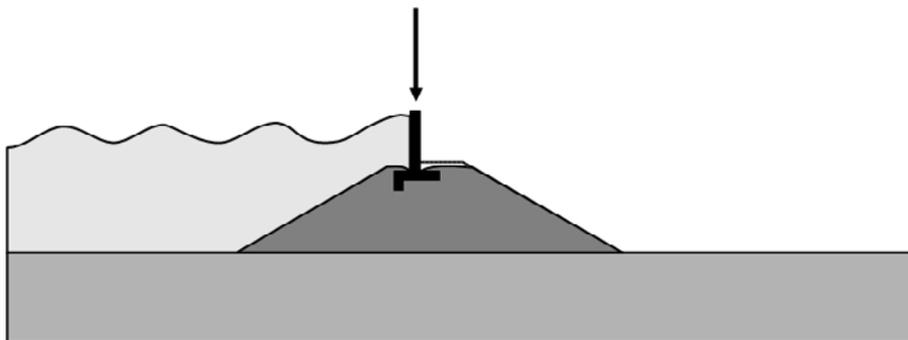


Figure 3.188 **Tassement au sein d'une digue dû à la surcharge d'un mur en crête**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

Des tassements différentiels dans les sols de fondation ou dans le corps de la digue peuvent induire un basculement des murs (latéraux ou en crête) intégrés à la structure composite d'une digue (cf. figure 3.189).



Figure 3.189 **Basculement de murs dans des digues composites dû aux tassements différentiels**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

- **Liquéfaction et soulèvement** : une augmentation de la pression interstitielle peut initier une liquéfaction des sols et l'apparition de volcans de sable en pied ou au-delà du pied de la digue (cf. figure 3.190). L'abaissement brutal des propriétés de résistance au cisaillement du remblai ou des sols de fondation permet le développement d'une soudaine instabilité, comme l'effondrement ou le glissement du pied de digue. Ce type de mécanisme est profondément lié aux vibrations et à l'activité sismique qui peuvent affecter la digue.

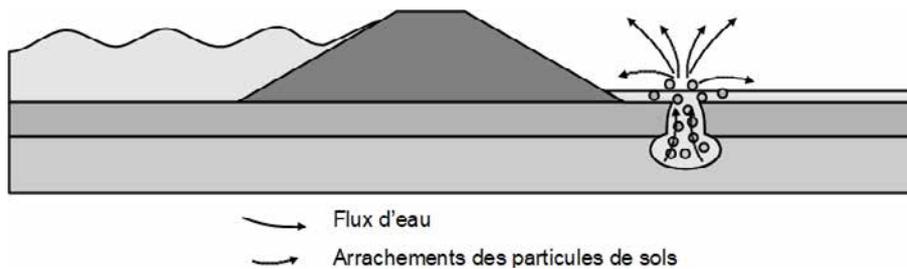


Figure 3.190 **Volcans de sable**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

Un accroissement de la pression interstitielle d'une couche perméable sous-jacente à une fine couche imperméable peut également initier un soulèvement de la couche de couverture et un glissement profond du talus terrestre de la digue (cf. figure 3.191).

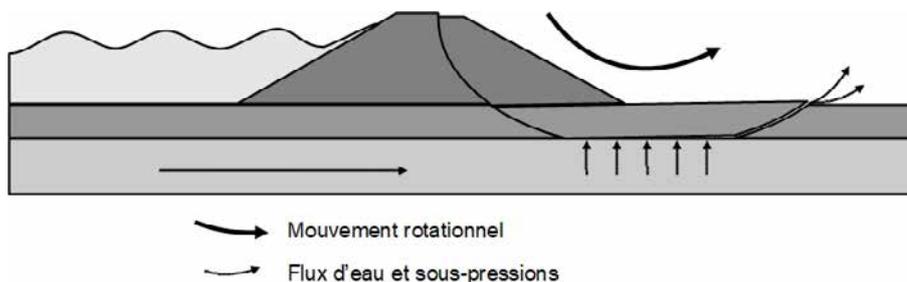


Figure 3.191 **Soulèvement**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

- **Capacité portante** : lorsque le poids de la digue et la charge qu'elle supporte excèdent la capacité portante des sols de fondation, peut se produire un affaissement de la digue (cf. figure 3.192), évitable *via* une conception et une construction adaptées et une surcharge limitée et contrôlée durant les étapes d'activité humaine sur la digue.

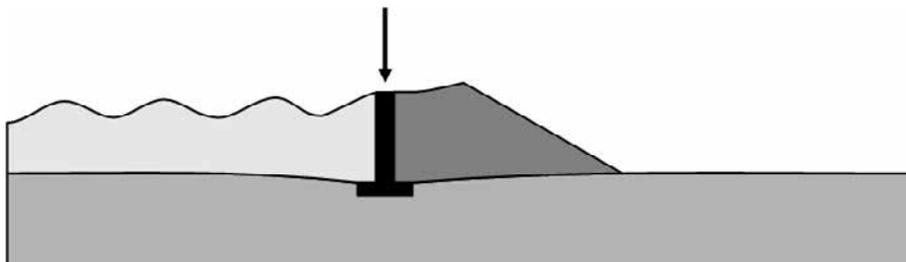


Figure 3.192 **Tassement d'un mur latéral dans une digue composite dû à une faible capacité portante**
(source : Y. Deniaud, Cerema)

- **Instabilité pendant la construction** : la plupart des mécanismes décrits peuvent survenir durant les phases de construction. Ces instabilités sont principalement initiées par des surcharges en relation avec le processus de construction, des propriétés mécaniques faibles et inattendues des sols de fondation ou un événement de crue imprévu.

3.5.2.4 Quelques statistiques sur les mécanismes de défaillance des digues

Il n'existe pas de base de données complète des mécanismes de défaillances historiques des digues. Cependant, quelques analyses d'événements historiques de crue et de mécanismes historiques de défaillances de digues à l'échelle régionale ont été réalisées. Elles permettent d'identifier et de classer le poids des différents mécanismes de défaillance pour les digues. Les encadrés 3.15 à 3.17 présentent les résultats de certaines de ces études.

Encadré 3.15

Statistiques des défaillances de digues de la crue d'août 2002 sur les rivières de Saxe, Allemagne

En août 2002, suite aux crues extrêmes de nombreuses rivières de Saxe, plus de cent brèches dans des digues ont été constatées. À partir d'une reconnaissance post-événement, une base de données sur les brèches a été constituée, contenant toutes les informations disponibles pour chaque brèche. Des analyses statistiques ont été menées sur 84 cas enregistrés pour lesquels ont pu être rassemblées suffisamment de données. Cela comprenait l'évaluation de nombreux aspects, par exemple la géométrie de la brèche, l'état préalable à l'événement (géométrie, biologie, conditions de mécanique des sols) de la section de digue ayant subi une brèche, les conditions hydrauliques ainsi que le moment et la direction d'effondrement. Bien que les défaillances de digue soient habituellement provoquées par des facteurs et processus (chaînes de processus) variés, une analyse des causes dominantes de défaillance a également été menée. Une détermination fiable des principales causes de défaillances et de leur mode nécessite de disposer d'observations directes et de mesures, c'est pourquoi seulement quatre catégories de défaillances générales ont été définies :

- l'érosion externe ;
- l'érosion interne ;
- la défaillance de stabilité ;
- la défaillance du sous-sol.

Une analyse par arbres de décision, prenant en compte notamment la forme de la brèche, les conditions hydrauliques et les observations directes a permis de répartir les principales causes de brèches de la manière suivante :

- 70,2 % (59 cas) d'érosion externe (principalement due à la surverse) ;
- 16,7 % (14 cas) de défaillance de stabilité (instabilité de talus) ;
- 9,5 % (8 cas) de défaillance du sous-sol (soulèvement hydraulique, etc.) ;
- 3,6 % (3 cas) d'érosion interne.

La classe d'érosion externe contient probablement des cas qui pourraient appartenir à l'une des autres catégories mais le manque d'informations ne permet pas de les identifier. Des descriptions plus détaillées concernant la reconnaissance des défaillances des digues et la conduite de l'analyse statistique univariée et multivariée sont disponibles dans Heyer *et al.* (2010) et Horlacher *et al.* (2007).

Encadré 3.16

Statistiques de défaillances de digues en France

(d'après la base de donnée Erinoh 2006-2012)

Une base de données a été développée en France dans le cadre d'un projet de recherche appelé Erinoh (2006-2012). Cette base de données liste les incidents et défaillances, principalement provoqués par des érosions internes et externes (déversements) de remblais de barrage ou de digues (canaux de navigation ou hydroélectriques et digues). Concernant les digues (digues de protection contre les inondations), la base de données dispose de 120 enregistrements, chacun contenant 70 champs incidents, groupés en six sections :

- identification de la digue et du type d'incident ;
- géométrie de la structure où l'incident s'est produit ;
- matériaux du corps de la digue ;
- matériaux de la fondation ;
- description de la rivière ;
- description des incidents et des brèches.

La plupart des données collectées concernent les brèches historiques des digues de la Loire durant les trois principales crues du XIXe siècle, et les brèches sur le Rhône et ses affluents durant les crues de 1993, 1994, 2002 et 2003.

Les principales caractéristiques des digues quand sont apparues les brèches étaient les suivantes :

- hauteur de 1,5 – 6 mètres, habituellement entre 3 et 4,5 mètres ;
- pentes relativement raides : $1 < H/V < 2$;
- remblai systématiquement sablo-argileux semi-homogène, sans filtre ou drain ;
- travaux anciens, construits par étapes au cours des siècles.

Sur les 120 enregistrements, l'érosion interne est identifiée comme un mécanisme initiateur dans 19 cas (16 %), la position des terriers et chemins hydrauliques est explicitement mentionnée dans 11 cas. La surverse est identifiée comme le mécanisme initiateur dans 50 cas et est fortement suspectée dans 51 cas où le mécanisme fut identifié (provisoirement) comme indéterminé, ce qui représente 84 % au total.

La longueur des ouvertures de brèches provoquées par l'érosion interne est en moyenne de 21 mètres (3 mètres à 65 mètres). Celle des brèches provoquées par le déversement est en moyenne de 190 mètres et peut atteindre des valeurs notables, allant jusqu'à 740 mètres pour la plus grande ouverture. La taille de l'ouverture des brèches apparaît faiblement liée à la distance entre la digue et le lit de la rivière, mais les ouvertures de brèches les plus importantes apparaissent là où les digues sont localisées à proximité du lit de la rivière. Il n'y a pas de corrélation évidente entre la taille de l'ouverture de la brèche et la hauteur de la digue. Le type de matériel de la digue n'apparaît également pas comme un facteur décisif, mais la qualité de ces données est parfois discutable. Des recherches complémentaires doivent être conduites pour identifier une relation possible entre les dimensions de la brèche et l'hydrogramme de crue.

Un dernier point concerne enfin l'érosion de la fondation. Des informations sont disponibles dans 62 enregistrements et décrivent des fosses d'érosion de plusieurs hectares, jusqu'à 600 mètres de long et 650 mètres de large (les profondeurs étant rarement mentionnées). La fosse d'érosion est souvent décrite comme ayant une forme digitée, l'érosion se développant le long de chemins préférentiels, et la présence de paléo-chenaux est souvent mentionnée.

De plus amples informations peuvent être trouvées dans Bonnelli *et al.* (2012).

Encadré 3.17

Statistiques de défaillances de digues en Angleterre et au Pays de Galles, crues de 2007

Pour les trois crues les plus significatives depuis 2007 en Angleterre et au Pays de Galles, l'Environment Agency a commandé une analyse des performances des défenses contre les inondations, avec une attention particulière sur la défaillance dans l'objectif de tirer des leçons pour la gestion des ouvrages. Ces analyses ont été menées pour les crues de l'été 2007, celles de 2009 dans le comté de Combrie et celles de 2010 en Cornouailles.

Lors de l'événement de 2007, la crue la plus importante en Angleterre depuis 1953, environ 1 000 km de digues en Angleterre et au Pays de Galles ont été testées (c'est-à-dire qu'elles ont été sollicitées par les eaux) et environ 500 km ont été surversées. Un rapport initial fait état de vingt défaillances d'ouvrages, mais les analyses ont permis de conclure qu'il n'y eut en fait que quatre brèches, qui sont toutes survenues sur de petites digues (une grande majorité en Angleterre et dans les Midlands, les plus affectés par l'événement). Au moins trois d'entre elles, potentiellement toutes les quatre, se sont produites avant la surverse. L'analyse s'est intéressée à toutes les données disponibles et des investigations géotechniques limitées ont été menées. D'où il ressort que toutes les brèches sont liées à une combinaison de facteurs comprenant des suintements, des instabilités de pente et des instabilités du sous-sol. Une conclusion importante est que toutes ont été causées par des irrégularités locales, les digues semblant avoir une géométrie, des caractéristiques géotechniques et des conditions et chargements similaires, mais les quatre brèches étaient de longueur limitée, inférieure à dix mètres. Ces irrégularités locales vont des terriers d'animaux aux variations du sous-sol (passage d'anciens méandres de rivière identifiés sur des images satellites) et de la végétation.

Les analyses sont décrites dans *Royal Haskoning* (2008) et leurs résultats et statistiques sont cités dans le rapport de référence des crues (Pitt Review), comme évidence de la performance de la gestion des digues par l'Environment Agency (Pitt, 2008).

3.6 RÉFÉRENCES

BONNELLI, S, COURIVAUD, J-R, DUCHENE, L, FRY, J-J and ROYET, P (2012) "Internal erosion on dams and dikes : lessons from experience and modelling". In : *Proc 27th ICOLD Congress, Kyoto, June 2012. ICOLD (2012) Internal erosion of existing dams, levees, and dikes, and their foundations – international glossary*, CIGB-ICOLD Bulletin, vol 1, pp 366–388

CIRIA, CUR, Cerema (2007) *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*, C683, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-683-1).
www.ciria.org

FEMA (2004) *Federal guidelines for dam safety, glossary of terms*, Interagency Committee on Dam Safety, US Department of Homeland Security, Washington DC, USA.
<http://state.hi.us/dlnr/eng/ds/guides/FEMA-148%20-%20Glossary%20of%20Terms.pdf>

HEYER, T, HORLACHER, H B and STAMM, J (2010) "Multicriteria stability analysis on river embankments based on past experience". In : *Proc of the 1st European Congress of IAHR*, 4–6 May, Edinburgh, UK

HORLACHER, H B, HEYER, T, CARSTENSEN, D, BIELAGK, U, BIELITZ, E and MÜLLER, U (2007) "Analysis of dyke breaks during the 2002 flood in Saxony/Germany". In : *Proc 2nd Lake Abaya Research Symposium (LARS 2007)*, 7–11 May 2007, Arba Minch, Ethiopia, pp 58–67

KONRAD, C P (2005) *Effects of urban development on floods*, Fact Sheet 076-03, US Geological Survey, USA.
<http://pubs.usgs.gov/fs/fs07603/>

KONRAD, C, BLACK, R, VOSS, F and NEALE, C (2008) "Integrating remotely acquired and field data to assess effects of setback levees on riparian and aquatic habitats in glacial-melt water rivers", *River Research and Applications*, vol 24, 4, John Wiley and Sons, USA, pp 355–372

MORRIS, M, DYER, M and SMITH, P (2007) *Management of flood embankments. A good practice review*, R&D Technical Report FD2411/TR1, Joint Defra/EA Flood and Coastal Erosion Risk Management R&D Programme, Department of Food, Environment and Rural Affairs, London

MORRIS, M (2008) *Failure mechanisms for flood defence structures*, Fact sheet T04-08-07, Floodsite.
www.floodsite.net/html/publications2.asp?ALLdocs=on&Submit=View

PITT, M (2008) *The Pitt Review : Lessons learned from the 2007 Floods*, Cabinet Office London.
<http://tinyurl.com/aghrxo9>

PULLEN, T and ALLSTOP, N W H (2007) *Eurotop Wave overtopping of sea defences and related structures, assessment manual* (European Overtopping Manual), HR Wallingford, UK.
www.overtopping-manual.com/manual.html

ROYAL HASKONING (2008) *Technical analysis of defence failures – summer floods 2007*, 9T0505/R00001/303226/PBor, Peterborough

SIMM, J D, WALLIS, M J and COLLINS K (eds) (2005) *Sustainable re-use of tyres in port, coastal and river engineering. Guidance for planning, implementation and maintenance*, Report SR 669, HR Wallingford, UK (ISBN : 1-8443-2391-9).
www.aircrafttyres.com/images/Hergebruik%20banden.pdf

TOURMENT, R, ROYET, P and MORRIS, M (2012) WP3 : *Reliability of urban flood defences – structure transitions*, FloodProbe, UK.
www.floodprobe.eu/WP3.asp

USACE (2000) *Engineering and design – design and construction of levees*, EM 1110-2-1913, US Army Corps of Engineers, Washington DC, USA.
http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1913_sec/EM_1110-2-1913.pdf

VAN GEEL, B, HALLEWAS, D P and PALS, J P (1983) "A late holocene deposit under the Westfriese Zeedijk near Enkhuizen (Prov. of Noord-Holland, the Netherlands) : Palaeoecological and archaeological aspects" *Review of Palaeobotany and Palynology*, vol 38, 3–4, pp 269–335

3.7 POUR ALLER PLUS LOIN

BALKHAM, M, FOSBEARY, C, KITCHEN, A and RICKARD, C (2010) *Culvert design and operation guide*, C689, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-689-3).
www.ciria.org

BAROTH, J, SCHOEFS, F and BREYSSE, D (2011) *Fiabilité des ouvrages sûreté, variabilité, maintenance, sécurité*, Hermes Science Publications, Lavoisier, Paris

EIRNOH database
<http://tinyurl.com/mju8aql>

ICOLD (2005) *Risk assessment in dam safety management – CIGB Bulletin 130 : A reconnaissance of benefits, methods and current applications*, NHBS, UK

STOWA (2000) *Maintenance of drain systems in levees : compendium* (in Dutch), STOWA report : 2000-18 STOWA, Utrecht (ISBN : 9-05773-097-9).
<http://tinyurl.com/lqjhpgc>

TWA (2002) *Technical report wave run-up and wave overtopping at dikes*, Technical Advisory Committee on Flood Defence, Delft, the Netherlands

VIERLINGH, A, DE HULLU, J and VERHOEVEN, A G (1920) *Tractaet van Dyckagie*. In : J de Hullu and A G Verhoeven (eds), Martinus Nijhoff, Den Haag, the Netherlands.
www.dbnl.org/titels/titel.php?id=vier004trac01

4 Gestion et entretien

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



source : Jean Maurin, DREAL Centre

4 Gestion et entretien

4.1	Application des principes de la gestion d'ouvrages à la gestion des digues	201
4.1.1	Introduction	201
4.1.2	« Cycle de vie » et gestion d'une digue	201
4.1.3	Organisation de la gestion des digues	202
4.1.4	Importance d'un guide de gestion et d'entretien	204
4.1.5	Mise en œuvre de la gestion d'ouvrages	206
4.1.6	Plusieurs types d'approches pour la gestion des digues	208
4.1.6.1	Utilisation d'une approche basée sur le risque	208
4.1.6.2	L'approche gestion durable	208
4.1.6.3	Prévention des impacts négatifs à long-terme sur la digue	209
4.1.6.4	Administration des données produites et utilisées au cours de la gestion des digues	211
4.1.7	Portée du chapitre 4 concernant la gestion des digues	215
4.2	Dispositifs de fermeture et manœuvres	216
4.2.1	Actions destinées à maintenir l'eau en dehors de la zone protégée	216
4.2.2	Évacuer l'eau de la zone protégée	218
4.2.3	Maintenir l'intégrité de la digue pendant l'inondation ou la tempête	218
4.3	Entretien	219
4.3.1	Problèmes associés aux digues en terre	220
4.4	Occupation	221
4.5	Gestion de la végétation	230
4.5.1	Protection de la digue contre une érosion externe et maintien d'une visibilité et d'un accès adaptés	230
4.5.2	Prévention du développement de dommages ou de défauts provoqués par la végétation	235
4.5.3	Gestion de la végétation ligneuse existante pour minimiser les impacts environnementaux	238
4.6	Animaux fouisseurs	243
4.7	Érosion et creusement des berges	250
4.8	Dépressions et ornières	252
4.9	Tassements et affaissements	255
4.10	Infiltrations	259
4.11	Instabilités	264
4.12	Fissures	268
4.13	Protection du talus et du franc-bord	271
4.14	Dispositifs de fermeture	280
4.15	Réseaux et canalisations	285
4.15.1	Buses et canalisations	285
4.15.2	Canalisations tierces et câbles des opérateurs de réseaux	293
4.16	Transitions de digues	298
4.17	Murs de protection contre les inondations	303
4.18	Références	306
	Lois	309
4.19	Pour aller plus loin	309

4 Gestion et entretien

Le chapitre 4 traite de la gestion et de l'entretien des digues. Il passe en revue les difficultés auxquelles un gestionnaire peut se trouver confronté et suggère des actions préventives et curatives.

Principaux apports des autres chapitres :

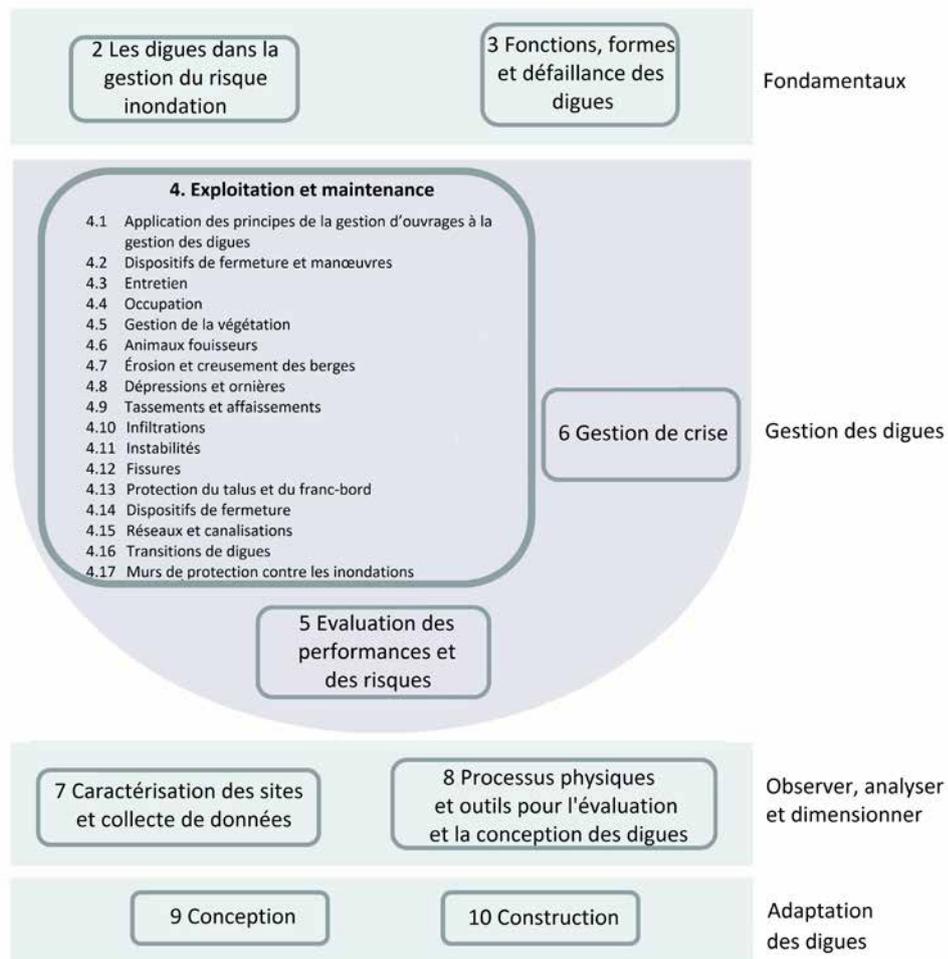
- chapitre 3 ⇒ **formes, fonctions et mécanismes de ruptures des digues** ;
- chapitre 5 ⇒ **méthodes d'inspections visuelles permettant d'identifier et d'évaluer les problèmes liés aux digues** ;
- chapitre 9 ⇒ **éléments sur les moyens de maintenir la digue telle qu'elle a été conçue**.

Principaux apports aux autres chapitres :

- **opérations programmées** ⇒ chapitres 5 et 9
- **procédures de maintenance** ⇒ chapitres 5, 6 et 9

Note : le lecteur est invité à revoir les chapitres 2 et 3 au cours du cycle de vie de sa digue afin de se remémorer les enjeux les plus importants.

Le schéma ci-dessous montre où trouver les informations dans le chapitre et quelles sont les relations avec les autres chapitres. Il est possible de l'utiliser en complément de la table des matières pour naviguer dans le guide.



CONTENU DU CHAPITRE ET PUBLIC CIBLE

Les dix-sept parties de ce chapitre proposent un aperçu des principes de gestion d'ouvrages appliqués à la maintenance des digues.

Appliquer la gestion d'ouvrages aux digues et à leur maintenance

La partie 4.1 présente les activités de maintenance en lien avec la gestion du cycle de vie d'une digue. Elle se concentre sur l'organisation de la maintenance, la nécessité de disposer d'un guide dédié, ainsi que sur les activités et pratiques relatives à la gestion d'ouvrages.

Cette section développe des concepts généraux sur la maintenance comme les approches par analyse de risque ou la gestion durable sur le long terme, ainsi que l'organisation et la gestion des données produites et utilisées pour la maintenance.

Dispositifs de fermetures et manœuvres

La partie 4.2 donne des informations sur les trois fonctions clés à assurer pour une digue, c'est-à-dire les actions destinées à maintenir l'eau en dehors de la zone protégée, à évacuer l'eau présente dans la zone protégée et à garantir l'intégrité de la digue.

Maintenance

Les parties 4.3 à 4.17 traitent de la maintenance des digues en terre et des structures associées. Les parties dédiées aux digues en terre comprennent les actions permettant d'éviter les dommages ou de prévenir leur évolution jusqu'à la rupture, alors que celles dédiées aux structures associées mettent l'accent sur les actions programmées à mettre en œuvre.

4.1 APPLICATION DES PRINCIPES DE LA GESTION D'OUVRAGES À LA GESTION DES DIGUES

4.1.1 Introduction

La gestion des digues comprend un ensemble de mesures qui contribuent à ce que ces ouvrages et leurs fonctions associées répondent à des objectifs spécifiques de performance. Ces objectifs sont définis, soit à la conception de la digue (par exemple la réduction du risque inondation), soit a posteriori par les responsables ou les gestionnaires de l'ouvrage (par exemple les activités de loisirs ou la préservation de l'environnement). Le présent chapitre traite des mesures visant à ce que les digues assurent leur fonction de protection contre les inondations. Cela comprend des mesures d'entretien préventif, de réparation ainsi que des conseils pour être à même d'identifier les situations pour lesquelles les réparations sortent du cadre de la gestion et de l'entretien.

4.1.2 « Cycle de vie » et gestion d'une digue

La gestion d'une digue en conditions opérationnelles comprend (cf. section 2.3.3 et figure 4.1) :

- le suivi, la surveillance (cf. chapitre 5) et l'entretien ;
- l'évaluation de la performance (cf. sections 5.1.1 et 5.2) ;
- la détermination et la priorisation des mesures de gestion (cf. section 2.3.4) ;
- la réparation et le renforcement (cf. sections 4.3 à 4.17).

Même si la mise hors service des digues (démolition ou mise en transparence) n'est pas traitée dans ce chapitre, il est important de tenir compte de ce qu'il adviendra de celles-ci lorsqu'elles auront dépassé leur durée de vie ou qu'elles ne rempliront plus le rôle pour lequel elles ont été conçues. Il convient également d'identifier les digues pour lesquelles il n'est plus nécessaire d'engager des dépenses de gestion.

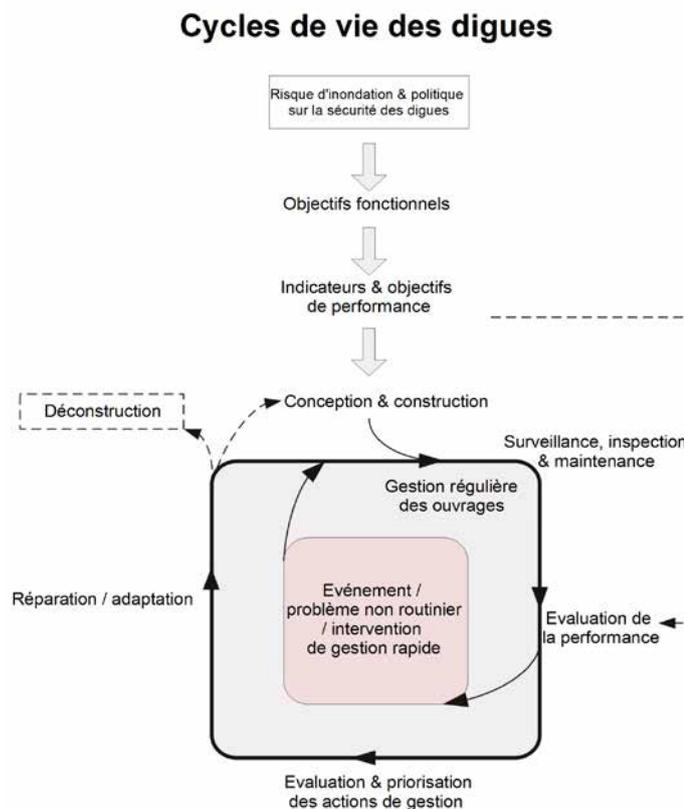


Figure 4.1 Schéma du « cycle de vie » adapté à la gestion d'une digue

Une digue subit les actions conjuguées des écoulements d'eaux, des précipitations, du vent, des vagues, de la circulation des véhicules, du déplacement des animaux, de la végétation, des aménagements liés aux usages des riverains ou du vandalisme. Sa structure et ses matériaux évoluent en conséquence et subissent des modifications susceptibles à terme de dégrader ses performances. La gestion et l'entretien consistent donc avant tout à observer, évaluer, arrêter, réparer et/ou prendre en compte ces changements.

Dans le présent chapitre :

- la section 4.1 explique comment appliquer les principes de la gestion d'ouvrages (*cf.* chapitre 2) à la gestion et à l'entretien des digues ;
- la section 4.2 traite du fonctionnement des digues ;
- les sections 4.3 à 4.17 proposent des recommandations pour assurer le maintien des digues en conditions opérationnelles.

4.1.3 Organisation de la gestion des digues

La gestion d'une digue tout au long de son cycle de vie s'articule autour de trois missions relevant des compétences et métiers suivants :

- la programmation, y compris l'évaluation du niveau de performance (*cf.* section 5.2) ;
- la gestion et l'entretien (y compris les travaux de réparation) ;
- la surveillance des digues.

La manière dont ces missions sont assurées varie suivant la taille et la nature du gestionnaire : dans de petites structures, elles sont souvent regroupées en un seul service, là où elles seront réparties entre plusieurs services pour des organisations plus importantes. Enfin, dans certains cas, une partie de la gestion est sous-traitée à des sociétés privées.

Quelle que soit l'organisation, il convient de s'assurer que :

- la communication est suffisante entre les trois missions ;
- les responsabilités liées à ces missions sont clairement définies et bien mises en œuvre ;
- la mission de programmation partage les obligations et objectifs de performance avec la mission de gestion et d'entretien.

L'encadré 4.1 illustre l'organisation de la gestion des digues dans différents pays. En complément des interventions des responsables de digues et des services de l'État, les habitants protégés ou la collectivité qui les représente participent parfois à la surveillance des ouvrages. Plusieurs modalités d'implication ont été relevées, comme par exemple :

- fournir aux résidents locaux un numéro de téléphone unique en cas de dégradation de la digue (ouvertures de terriers, formation d'une zone humide ou apparition d'un glissement). Certains pays ont organisé un système de remontée d'alerte vers le responsable de la collectivité qui centralise les questions et s'assure de la diffusion de l'information ;
- proposer des formations spécifiques (par exemple sur l'observation des désordres affectant une digue).

Le financement est une contrainte forte pour le gestionnaire de digue. Cependant des fonds peuvent souvent être mobilisés en tirant parti de l'intérêt et des compétences des collectivités protégées par la digue, tout en les sensibilisant sur la présence et le rôle de la digue.

Encadré 4.1

Exemples d'organisation de la gestion des digues dans différents pays

En Angleterre et au Pays-de-Galles : pour les digues gérées par l'Environment Agency, c'est l'équipe de performance des ouvrages qui établit le niveau de service dans son programme de gestion. L'équipe de terrain détermine la manière la plus efficace d'atteindre le niveau fixé et la met en œuvre. Lorsque les deux équipes se trouvent dans la même zone géographique, elles rendent compte au même responsable des opérations, auprès duquel rend également compte un ingénieur chargé du bassin (un ingénieur génie civil agréé), qui est la personne ressource concernant l'expertise en matière d'ingénierie.

La majorité des digues sont gérées par l'Environment Agency ou d'autres autorités chargées de la gestion du risque, plutôt que par des propriétaires privés. L'Environment Agency possède des capacités en interne pour programmer et mener à bien le travail nécessaire, tandis que les autres autorités doivent passer des contrats de prestation pour leur réalisation. Les propriétaires privés, qui n'ont généralement pas la compétence technique pour gérer leurs digues, font appel à des prestataires pour effectuer ce travail (même si les équipes chargées de la performance des ouvrages de l'Environment Agency peuvent apporter du conseil).

En France : les propriétaires de digues sont responsables de l'entretien de celles-ci, en ayant le choix de conduire la gestion et l'entretien eux-mêmes ou de faire appel à un prestataire. En fonction de la taille de l'organisation du propriétaire, et de son niveau d'expertise, un groupement est parfois constitué pour gérer et entretenir les digues. Les propriétaires français de digues doivent également transmettre les informations utiles à un service public chargé du contrôle des ouvrages hydrauliques. Ces informations sont utilisées pour vérifier que les pratiques de gestion et d'entretien sont conformes à la réglementation et suffisantes pour garantir la fiabilité du système de lutte contre les inondations.

En Allemagne : les seize « Länder » (dont treize régions étendues et trois Villes-Régions – Berlin, Hambourg, Brême) sont responsables de la protection contre les inondations. Dans certains « Länder » (par exemple en Bavière), les autorités organisent la protection contre les inondations ainsi que la gestion et l'entretien des ouvrages associés à cette protection. L'État fédéral est responsable de la côte et des cours d'eau de premier niveau, et les collectivités locales le sont des cours d'eau de second niveau ainsi que de leurs digues. D'autres « Länder » peuvent faire appel à des sociétés (par exemple la Saxe et la Saxe-Anhalt) pour prendre en charge leur protection contre les inondations. Ils peuvent également solliciter des syndicats de digues (par exemple la Rhénanie du Nord Westphalie) qui regroupent des habitants, des sociétés et d'autres organisations venant de zones susceptibles d'être inondées et ayant un intérêt commun au bon fonctionnement de la digue. Ces syndicats doivent financer et organiser le travail de protection contre les inondations en tant qu'entité constituée de droit public.

Aux États-Unis : pour les digues propriétés de l'État fédéral, des cofinanceurs locaux s'assurent que la gestion et l'entretien sont bien réalisés. L'administration fédérale mène des inspections pour vérifier que la gestion et l'entretien sont effectués conformément tant aux dispositions contractuelles établies avec les cofinanceurs qu'aux règles de l'art en vigueur. Les cofinanceurs locaux peuvent assurer la gestion et l'entretien eux-mêmes ou déléguer ces tâches à une autre entité. Par exemple, environ 2 763 kilomètres de digues domaniales sont sous la responsabilité du Corps des ingénieurs de l'armée américaine du district de Sacramento, en Californie. Pour 90 % d'entre elles, le syndicat de protection contre les inondations « central valley » (une agence de l'État de Californie) s'assure que la gestion et l'entretien sont assurés conformément aux procédures définies. La gestion et l'entretien de la plupart de ces digues ont été délégués à une soixantaine d'organismes locaux, tels que des communes ou des comtés, qui sont responsables à la fois de la programmation, de la gestion et de l'entretien et qui sont soumis à des inspections à la fois de représentants de l'État et de l'administration fédérale.

Aux Pays-Bas : les syndicats régionaux de gestion des eaux sont gestionnaires des digues. Il s'agit d'agences publiques, possédant leurs propres structures de gouvernance et leurs propres modes de financement. Ils sont responsables de la gestion, de l'entretien et de l'inspection des digues, même lorsqu'ils externalisent le travail à des sociétés privées. Aux Pays-Bas, chaque province met en place et supervise les syndicats de gestion des eaux en fonction des besoins, et définit leurs attributions. Hiérarchiquement, ces syndicats ont le même statut que les municipalités (cf. figure 4.2). Les syndicats de gestion des eaux ne sont pas nécessairement propriétaires des digues, mais au travers du « *keur* » (document contenant l'ensemble des règles que le comité de l'eau peut appliquer pour protéger les digues) et du « *legger* » (profils de digues), ils peuvent faire appliquer les exigences associées à l'entretien.

Pour entretenir une couverture herbacée rase sur la digue, le syndicat de gestion des eaux peut parfois la louer à des fermiers dont les terres sont adjacentes pour qu'ils y fassent paître leurs moutons.



Figure 4.2 Organisation des syndicats de gestion des eaux

4.1.4 Importance d'un guide de gestion et d'entretien

Le guide de gestion et d'entretien décrit les actions à mener pour assurer la fiabilité et la durabilité des digues, ainsi que les méthodes et moyens à mobiliser pour leur mise en œuvre. Il constitue la base du plan d'assurance qualité de la gestion des digues. Idéalement, le guide prend en compte le système d'endiguement et son environnement, le niveau de fiabilité prévu pour le système et les moyens disponibles pour réaliser le programme d'entretien. Ce guide a également pour objets :

- de faire office de document de référence en matière de gestion d'ouvrages et de stratégie organisationnelle ;
- de montrer à des tierces parties que l'entretien est réalisé en conformité avec les obligations légales.

Lorsqu'une digue en service ne possède pas de guide de gestion et d'entretien, il est considéré comme une bonne pratique d'en élaborer un.

Note

Dans certains cas, un ensemble d'instructions émanant des autorités peuvent remplir la même fonction qu'un guide de gestion et d'entretien.

Les avantages d'un guide de gestion et d'entretien

En plus d'apporter des conseils au personnel chargé de l'entretien sur la manière de conduire leur activité, le guide de gestion et d'entretien peut également :

- épargner du temps perdu en pratiques peu efficaces ;
- éclairer les responsables de la programmation sur le lien entre les moyens consacrés à l'entretien et la performance de la digue ;
- des problèmes ainsi que leur résolution d'une manière transparente, encourageant de cette façon une amélioration continue.

Le contenu d'un guide de gestion et d'entretien

Pour que ces avantages soient effectifs, le guide de gestion et d'entretien doit contenir :

- l'implantation précise de la digue (et des digues secondaires s'il y a lieu) ;
- la description du système d'endiguement ainsi qu'une carte le représentant ;
- un ensemble de plans de récolement des ouvrages, mis à jour avec les observations effectuées sur le terrain (telles que la position exacte de la base de la digue par rapport aux objets présents dans l'emprise – arbres, canalisations ou clôtures – ou à de quelconques servitudes) ;
- des renvois aux règles d'ingénierie (sans les reproduire au sein du guide pour ne pas avoir à le chaque fois que ces règles sont modifiées) ;
- la liste des différentes parties prenantes avec leurs fonctions et leurs coordonnées, les exigences réglementaires en matière d'entretien ;
- les procédures à suivre quand un problème détecté sort du cadre de la gestion ou de l'entretien ;
- les spécifications du constructeur des équipements et des ouvrages, ainsi qu'une liste des produits autorisés (par exemple mélanges d'ensemencement, types de béton et d'encrochement) ;
- les tâches particulières à effectuer pour assurer un entretien approprié (cf. encadré 4.2) ;
- les interventions appropriées (par exemple réparer une brèche est inutile tant que la mise en transparence hydraulique d'une digue n'est pas programmée) ;
- les risques résiduels à prendre en compte ;
- les considérations environnementales affectant certaines activités et leur calendrier de mise en œuvre (par exemple les restrictions liées aux sites de nidification des oiseaux ou l'habitat des chauves-souris).

Un registre des risques, intégré au guide, permet de lister les risques associés à l'activité de gestion et d'entretien de la digue, précisant par exemple :

- les risques associés aux matériaux contaminés pouvant se trouver à proximité de la digue ;
- les risques liés à la circulation routière sur la digue ;
- l'obligation pour les intervenants de ne travailler qu'à partir du sommet de la digue, en raison de la raideur de la pente du talus ;
- les risques pour le projet (risque de défaillance) ;
- les risques pour les personnes en charge de la construction ou effectuant les tâches de gestion et d'entretien (et la manière de minimiser ces risques) ;
- les risques pour l'environnement (liés à la présence de la digue), ainsi que les éventuelles mesures compensatoires ;
- les risques pour l'environnement en cas de défaillance de la digue.

Les personnes effectuant les actions de gestion et d'entretien doivent s'efforcer de réduire ces risques dans le respect des contraintes budgétaires et environnementales.

Encadré 4.2 Activités à définir dans le guide de gestion et de l'entretien

Le guide de gestion et d'entretien décrit les activités à mener sur les points suivants :

- la gestion de la végétation (cf. section 4.5) ;
- le suivi et l'entretien des ouvrages de protection contre les inondations et leurs équipements (vannes, clapets...) (cf. sections 4.14, 4.15 et 4.17) ;
- les structures encastrées et les occupations (cf. section 4.4) ;
- les autres ouvrages tels que des clôtures, escaliers ou échelles ;
- les visites de surveillance (cf. sections 5.3 et 6.4.1.1) ;
- la gestion de crise et les interventions d'urgence (cf. sections 6.2.2 et 6.2.3) ;
- les ouvrages auxiliaires nécessaires pour assurer l'intégrité du système de protection (par exemple ouvrages de fermeture, canalisations et stations de pompage) ;
- l'ensemble des autres tâches d'entretien (y compris le drainage intérieur).

Il précise également pour chaque activité :

- le lieu d'intervention (avec si nécessaire l'emplacement et le mode d'accès de la portion de digue concernée) ;
- le moment et la fréquence d'intervention ;
- la réglementation en vigueur, les plans de construction et de réalisation ;
- l'équipement et le personnel nécessaires, y compris la formation exigée ;
- les études et plans de conception des ouvrages ;
- les risques associés à la gestion et à l'entretien, comme la sécurité lors du fauchage sur les pentes raides de talus (cf. sections 9.14, 9.5, 9.6, et 10.1.4.2) ;
- une description détaillée étape par étape ;
- les mauvaises pratiques le cas échéant ;
- les mesures à prendre pour limiter les risques en matière de sécurité pour les intervenants et les tiers ;
- les mesures à prendre pour limiter les impacts environnementaux ou sociaux (y compris en matière de patrimoine historique ou de loisirs, s'il y a lieu) ;
- le rapport d'efficacité de l'activité ;
- la manière dont elle doit être suivie et rapportée.

Si les besoins sont différents d'une partie de la digue à une autre, il convient de préciser la nature et la fréquence des interventions correspondant à chacune des parties. Lorsqu'une tâche est confiée à un prestataire, la description qu'en fait le guide peut être utilisée comme cahier des charges.

Le guide de gestion et d'entretien et les situations d'urgence

Le guide de gestion et d'entretien aborde aussi bien les interventions en situation de crise (par exemple en cas d'inondation) que les actions à mener en dehors des situations d'urgence (par exemple en suggérant que les périodes de basses eaux lors des marées de vives-eaux sont appropriées pour inspecter la base des digues côtières). La description des interventions d'urgence doit être conforme aux plans d'action d'urgence et expliciter les effets qu'une situation de crise peut avoir sur les moyens mobilisables.

Par exemple, des situations d'urgence peuvent :

- intervenir en dehors des heures de travail et durer plus que le temps de travail habituel ;
- demander souvent des tâches répétitives, telles que des patrouilles de digue ;
- peser sur la disponibilité des personnels qualifiés qui sont en nombre limité.

Les gestionnaires doivent s'assurer qu'un personnel suffisamment formé est prêt à effectuer les tâches d'urgence en tenant compte le fait que certains membres du personnel peuvent être mobilisés pour d'autres missions, telles que le soutien aux évacuations, ou ne pas avoir accès à la digue.

Les mesures d'urgence identifiées dans le guide doivent être répétées et testées régulièrement pour s'assurer par exemple que les matériaux attendus à proximité en cas d'urgence sont bien présents et disponibles. Quand c'est possible, il est recommandé de s'entraîner au montage des bouchures.

Pour plus d'informations sur la préparation aux situations d'urgence et à leur gestion, se référer au chapitre 6.

Rédiger et mettre à jour le guide de gestion et d'entretien

Le meilleur moment approprié pour définir les procédures de gestion et d'entretien d'une digue est sa phase de conception (cf. chapitre 9). La première version du guide est donc publiée sitôt la digue achevée et fait généralement l'objet de mises à jour :

- après la fin du premier cycle d'entretien, pour intégrer le retour d'expérience ;
- lors de changements aux niveaux de la réglementation, des technologies ou du financement ;
- si un problème réclame de manière inattendue l'expertise d'un concepteur de digue ou des techniques particulières.

Le guide peut être disponible sous forme papier, sous forme électronique (PDF) ou sur un site Internet protégé par un mot de passe et uniquement accessible aux personnes autorisées par l'intermédiaire d'un ordinateur ou d'un téléphone mobile.

Les guides de gestion et d'entretien doivent être régulièrement évalués quant à leur pertinence, ainsi que pour déterminer si des mises à jours ou de nouvelles mesures sont nécessaires au regard de l'évolution des politiques nationales ou locales. Les mises à jour doivent être effectuées conformément aux lois et réglementations en vigueur.

Pour garantir l'exhaustivité du guide, l'équipe de rédaction doit posséder une expertise en matière d'ouvrages hydrauliques, de risques d'inondation, d'entretien, de conception, d'environnement, de santé, de sécurité, de finances et de droit.

4.1.5 Mise en œuvre de la gestion d'ouvrages

La gestion d'ouvrages, à appliquer aux digues, est définie comme l'ensemble des « activités et pratiques coordonnées et systématiques, au travers desquelles une organisation gère durablement et de manière optimale son patrimoine ainsi que les performances de ce dernier, les risques et coûts associés, à partir du cycle de vie des ouvrages et en vue de réaliser un plan stratégique et organisationnel ». Le chapitre 2 décrit les principes généraux de la gestion d'ouvrages et la manière dont ils s'appliquent aux digues

Les principales activités et pratiques de gestion d'ouvrages s'appliquant à la gestion des digues sont les suivantes :

1. Définir les objectifs de gestion au cours des phases de conception et de construction :

Pour les nouvelles digues :

- au moment de la conception et de la construction, identifier les interventions courantes et récurrentes ainsi que les besoins d'interventions spécifiques de gestion et d'entretien (cf. section 9.16) ;
- consigner les besoins en interventions, de manière à s'assurer que le gestionnaire de la digue comprenne les préconisations du concepteur ;

Pour les digues existantes :

- si l'information disponible sur les ouvrages est insuffisante, celle-ci doit être recueillie pour établir les besoins en gestion et en entretien.
2. **Définir les objectifs fonctionnels, les objectifs de performance ainsi que les indicateurs de performance :**
 - les objectifs fonctionnels doivent comprendre la gestion du risque d'inondation, mais peuvent également intégrer les aspects touchant aux loisirs et à l'environnement ;
 - les objectifs fonctionnels aident les responsables des ouvrages à prioriser les investissements, puisqu'ils prennent en compte le but de l'ouvrage et le risque qui lui est associé ;
 - les objectifs fonctionnels et de performance (généralement définis lors de la conception) doivent être pris en compte dans la stratégie et la planification de la gestion des digues ;
 - les indicateurs de performance permettent de traduire les objectifs en dispositions spécifiques aux digues. Ils sont utilisés pour définir des cibles qui garantissent que les actions de gestion et d'entretien se concentrent bien sur l'atteinte de ces objectifs.
 3. Déterminer les conditions et modalités de « mise hors service » d'une partie du patrimoine :
 - la mise hors service résulte d'une décision justifiée par une évaluation du type « **analyse coût-bénéfice** » au regard des objectifs stratégiques. Cette vue d'ensemble des avantages et des coûts aide le responsable de l'ouvrage à décider si la poursuite de la gestion et de l'entretien est viable et abordable. La mise hors service des digues est évoquée plus en détails au chapitre 10.

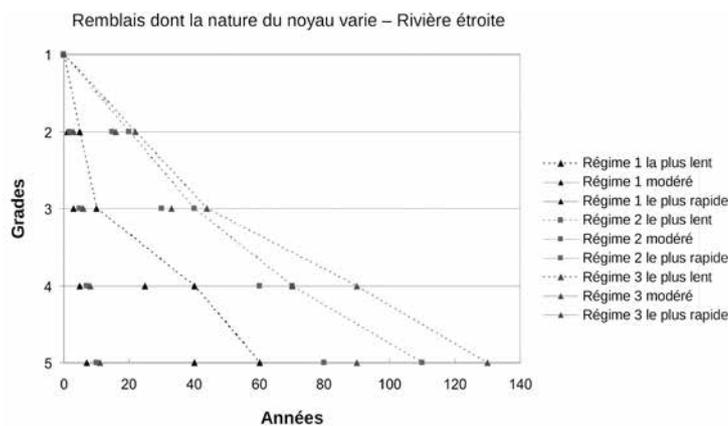
L'encadré 4.3 illustre la façon dont une Environment Agency aide les responsables de digues à évaluer la détérioration des ouvrages de défense contre les crues et contre la mer les plus courants.

Encadré 4.3

Assistance de l'Environment Agency d'Angleterre et du Pays de Galles pour évaluer la détérioration des ouvrages de défenses côtières et de lutte contre les inondations, ainsi que leur durée de vie résiduelle

L'Environment Agency d'Angleterre et du Pays de Galles aide les gestionnaires à évaluer la détérioration des ouvrages classiques de lutte contre les inondations, des protections côtières et leur durée de vie résiduelle. Cette assistance permet aux autorités de gestion du risque de mieux connaître le risque résiduel des ouvrages dans différentes situations et le type d'entretien.

Le rythme de détérioration d'un ouvrage dépend de son type, de son environnement et de la charge qu'il a à supporter. Pour apporter une protection aux personnes et aux biens contre les inondations et contre l'érosion, les gestionnaires d'ouvrages ont besoin de comprendre le rythme de détérioration de leur parc d'ouvrages. Cela leur permet d'estimer le moment où des interventions appropriées sont les plus efficaces pour l'entretien, la réparation et le remplacement. Le parc d'ouvrages d'Angleterre et du Pays de Galles a une valeur de remplacement évaluée à environ 34 milliards de livres sterling.



L'assistance se base sur un large éventail de justifications comprenant des données historiques, le suivi des objectifs, l'expertise de professionnels en activité. Elle permet également pour un grand parc d'ouvrages d'anticiper sur les besoins en financement et les futurs investissements.

Puisque la détérioration peut varier d'un ouvrage à l'autre, il est essentiel d'associer l'expérience pratique à l'ingénierie, de manière à appliquer et à adapter correctement les courbes de détérioration.

La figure 4.3 est un exemple de courbe de détérioration pour des digues en remblai.

Figure 4.3 Exemple de courbe de détérioration (d'après l'Environment Agency, 2013)

4.1.6 Plusieurs types d'approches pour la gestion des digues

Les paragraphes suivants présentent les avantages à assurer la gestion des digues en combinant plusieurs approches :

- l'approche basée sur le risque ;
- celle visant une gestion durable ;
- la prévention des impacts sur le long terme ;
- la gestion par capitalisation et valorisation des données produites.

Il est recommandé que l'ensemble de ces approches complémentaires soit pris en compte et inclus dans un programme complet de gestion et d'entretien.

4.1.6.1 Utilisation d'une approche basée sur le risque

L'approche basée sur le risque prend en compte le risque d'inondation associé au système d'endiguement en déterminant des priorités pour les niveaux de gestion et d'entretien. Cette approche permet d'optimiser les avantages de la gestion (en termes économiques, environnementaux et sociaux) par rapport à son coût (cf. encadré 4.4).

Les défis associés à la mise en œuvre d'une approche basée sur le risque comprennent :

- le changement culturel qu'une organisation doit opérer pour dépasser des pratiques de gestion et d'entretien fondées sur l'habitude et la tradition ;
- la difficulté à quantifier d'un côté le risque et de l'autre les effets de la gestion et de l'entretien (c'est-à-dire leurs avantages) sur le risque. Les méthodes ne sont disponibles que depuis 2012 (cf. chapitre 5) ;
- la controverse politique associée à la différence de protection visée entre zones rurales et zones urbaines.

Encadré 4.4

Mise en œuvre d'une approche basée sur le risque pour l'inspection des digues en Angleterre et au Pays de Galles

L'Environment Agency d'Angleterre et du Pays de Galles utilise une approche basée sur le risque pour déterminer la fréquence des inspections de digues et le niveau minimum d'état dans lequel doit être maintenue une digue. Lors de la détermination du niveau d'intervention et d'entretien, certaines zones (notamment au Royaume-Uni) comparent le risque d'une rupture au coût d'entretien de la digue pour un certain niveau de service. Lors de l'analyse de risque, les conséquences d'une rupture sont étudiées. Pour déterminer l'étendue potentielle de ces conséquences, les facteurs pris en compte sont la hauteur de la digue, le type de terrains protégés (urbains, agricoles ou ruraux), la valeur des biens situés en arrière de la digue, ainsi que le type et la fréquence de la sollicitation (par exemple dus à des ouragans peu fréquents, à des tempêtes côtières occasionnelles, au régime habituel des marées ou aux épisodes de crue des cours d'eau). Ce type d'approche a contribué à réduire les coûts et à concentrer le financement là où les conséquences d'une défaillance de digue seraient les plus graves.

4.1.6.2 L'approche gestion durable

Une gestion est considérée comme durable lorsqu'elle aide à répondre aux besoins des générations présentes sans compromettre la satisfaction des besoins des générations futures. Les pratiques durables de gestion assurent le maintien sur le long terme d'ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les risques d'inondation, de façon à ce que les générations futures ne deviennent pas dépendantes de digues ne pouvant pas remplir leur rôle. Les pratiques durables permettent cela en équilibrant la faisabilité de long terme et les considérations techniques, économiques, environnementales et sociales avec les besoins de réduction du risque d'inondation.

Faisabilité de long terme : programmer les pratiques de gestion sur le long terme, et non seulement sur le présent, peut encourager le développement de méthodes qui sont appropriées pour chaque étape du cycle de vie de la digue et qui peuvent assurer le maintien de :

- l'emplacement de la digue (impacts morphologiques) ;
- la hauteur de la digue, telle que conçue à l'origine ;
- son profil, tel que conçu à l'origine.

La faisabilité de long terme est également évoquée à la section 4.1.6.3.

Considérations techniques : les pratiques de gestion doivent être pertinentes techniquement.

Considérations économiques : les pratiques de gestion doivent être économiquement viables (rapport coût/bénéfice) et abordables. Un financement limité signifie généralement baisser le niveau de service dans certaines zones pour pouvoir le maintenir dans d'autres. Il s'agit d'œuvrer au maximum pour que ces pratiques soient les plus efficaces possibles.

Considérations environnementales : tandis que le but principal de la plupart des digues est de protéger la vie et/ou les biens des personnes, la gestion d'une digue peut également avoir un impact sur les animaux, les plantes ou autres formes de vie situés sur ou à proximité de la digue. Pour éviter des impacts environnementaux négatifs, le gestionnaire doit se conformer à l'ensemble de la législation et de la réglementation environnementale applicable (cf. section 2.2.2.2).

Considérations sociales : si les digues sont faites pour protéger les personnes jusqu'à un certain niveau, elles peuvent également avoir d'autres usages qui influent sur la gestion. La santé et la sécurité des personnes qui entretiennent ou utilisent les digues sont à prendre en considération.

4.1.6.3 Prévention des impacts négatifs à long-terme sur la digue

La présente section traite de trois aspects de la gestion d'une digue sur le long terme :

- préserver la totalité du profil en travers de la digue tel qu'il a été conçu à l'origine ;
- gérer de façon efficace les structures encastrées (également appelées dispositifs ne participant pas à la rétention de l'eau) ;
- comprendre les impacts de la morphologie du lit ou de l'estran sur la digue (tels que les activités au niveau du cours d'eau, dans le lit ou sur la plage).

Maintenir la totalité du profil de la digue telle qu'il a été conçu : le rôle des plans de conception et de récolement

Les plans de conception et de récolement aident les gestionnaires à comprendre ce qui doit être entretenu en présentant l'intégralité du profil de la digue, ce qui permet de s'assurer que ce qui est actuellement visible sur le terrain correspond à ce qui avait été conçu. Préserver l'intégralité du profil de la digue contribue à éviter des problèmes tels que celui décrit dans l'encadré 4.5. Lorsque des plans de conception et de récolement sont indisponibles, un concepteur de digue peut aider à identifier et à définir le profil de la digue (cf. chapitre 9).

Encadré 4.5 Importance de connaître les caractéristiques de la digue

Au cours d'une inspection de digue dans son district de Sacramento, en Californie, le Corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis a découvert qu'un fermier avait creusé une tranchée d'irrigation jusque dans la base d'un fossé drainant. Le filtre, qui était conçu pour empêcher les matériaux de traverser la digue, avait été arraché et était visible. D'où une baisse de résistance de la digue. Si des hautes eaux étaient survenues sur une digue dans cet état, ses performances en auraient été compromises.

L'encadré 4.6 décrit le système actuellement utilisé aux Pays-Bas pour s'assurer que l'intégralité du profil de la digue soit préservée. Ce système donne aux gestionnaires un contrôle optimal sur les changements intervenant dans les zones de digues.

Encadré 4.6

Exemple de bonne pratique : comment les Pays-Bas s'assurent du maintien de l'intégralité du profil

Aux Pays-Bas, les syndicats de gestion des eaux sont responsables de la gestion, de l'entretien et de l'inspection des digues. Sauf autorisation du syndicat régional de gestion des eaux, il est généralement interdit de construire, de creuser, de planter des végétaux ou de réaliser des occupations dans la digue ou dans sa zone de protection (« *protection zone* »). Ceci est mentionné dans les directives de ces syndicats (dans le « *keur* » ou les règlements). Lors de l'examen des demandes d'autorisation, le syndicat doit déterminer si le projet impacte négativement la stabilité ou la hauteur de la digue.

Le type d'autorisation nécessaire dépend du type d'activité et de la zone dans laquelle celle-ci est envisagée. Chaque syndicat de gestion des eaux possède un registre ou répertoire qui définit et cartographie les dimensions et l'emplacement des digues. Les digues sont indiquées dans le registre des Communes, de façon à ce que toute personne impliquée dans une activité, telle que la vente immobilière ou la construction au sein de la zone d'influence, soit au courant de l'obligation légale de demander une autorisation pour le travail envisagé. Cela est particulièrement important pour les acheteurs d'une maison. Le contenu du registre renseigne sur le fait que l'achat de leur maison implique des restrictions de construction sur leur terrain. Par exemple, une piscine ne peut pas être construite dans la zone d'influence.

Le propriétaire de la digue doit s'assurer que la totalité du profil en travers, y compris des ouvrages associés tels que les barrages devant la digue sont entretenus et non endommagés au cours de l'entretien programmé. Pour cela, le propriétaire vérifie l'intégrité de la totalité de la zone de protection définie dans le registre. Le registre identifie également les responsabilités d'entretien du propriétaire de la digue (idéalement le syndicat de gestion des eaux). Lorsque la digue est la propriété d'une personne de droit privé, celle-ci est responsable de son entretien.

Les différentes zones définies sont les suivantes :

- **zone centrale** (*core zone*) : zone d'influence des mécanismes de rupture de la digue ;
- **zone de protection** (*protection zone*) : zones de part et d'autre de la zone centrale où sont applicables des restrictions et des règlements pour protéger la digue ;
- **zone de protection extérieure** (*outer zone*) : zones de part et d'autre de la zone de protection, où sont applicables des restrictions et des règlements moins stricts de protection de la digue ;
- **profil minimal** (*minimal profile*) : le périmètre autour d'une digue, où les activités, les occupations, ou d'autres éléments ne retenant pas l'eau sont interdits (par exemple des arbres, des canalisations d'alimentation, des sites d'amarrage de bateaux, des escaliers, des maisons, des piscines, des poteaux de lignes électriques, des routes, des tranchées d'irrigation ou des lignes de chemin de fer) ;
- **zone réservée** : certains syndicats de gestion des eaux déterminent une zone d'élargissement futur possible des digues. Bien que non officiellement définie dans le « *keur* » ou dans les règlements, cette zone doit dans l'idéal être tenue libre de tout élément.

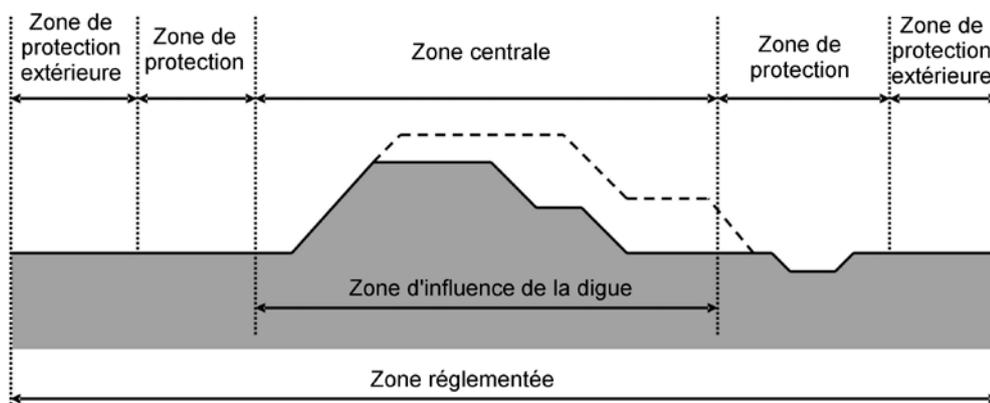


Figure 4.4 Profil en travers montrant aux Pays-Bas les différentes parties de la zone légale

Gestion efficace des « structures encastrées » ou des occupations

L'une des tâches les plus importantes du gestionnaire de digues est de garder une maîtrise de l'intégrité de la digue, en ne permettant pas la construction ou l'installation de structures sur, au-dessous ou à travers la digue (désignés sous le terme de structures encastrées) sans son autorisation. La nécessité de disposer d'une autorisation pour les activités d'un tiers, au niveau et à proximité des digues, est un outil efficace de réduction du risque de défaillance (cf. section 4.4). Posséder un système complet pour suivre les structures encastrées ou les occupations est également important, comme illustré au niveau de l'encadré 4.7.

Encadré 4.7

L'importance des enjeux liés aux autorisations d'occupation, Californie, États-Unis

Le district de Sacramento du Corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis (avec pratiquement 3 000 kilomètres de digues) a reçu plus de 18 000 demandes d'autorisation. De plus, de nombreuses occupations existantes n'ont pas d'autorisation et peuvent gêner les inspections, l'accès, et dans certains cas peuvent même menacer l'intégrité des digues.

Toutefois, les empiètements non autorisés ne sont qu'une partie des enjeux de la délivrance des autorisations pour le district. Pendant plus de dix ans, dans les années 1990 et au début des années 2000, le registre des digues (document qui enregistre les vérifications de terrain des autorisations d'occupation) a été interrompu. Sans cette information, il est difficile de connaître les structures mises en place dans certaines digues. Cette méconnaissance peut perturber la lutte contre les inondations, gêner le processus de prise de décision pour l'amélioration des digues et affecter l'évaluation du coût des inspections, basé sur le nombre d'occupations.

À partir de 2008, l'État de Californie et les autorités fédérales ont priorisé le recensement des occupations et, à travers une importante coordination, ont mis en place un système efficace pour recenser les autorisations existantes et s'assurer du recueil des futures autorisations. Il faudra de nombreuses années pour remettre à jour la base de données.

Comprendre les impacts de la morphologie du lit ou de l'estran sur la digue

Entretenir l'intégralité du profil de la digue et gérer les occupations sont des aspects importants d'un plan de gestion à long terme, mais les gestionnaires doivent également comprendre quels effets les changements au niveau du lit peuvent avoir sur leurs digues. Par exemple des encombrements du cours d'eau (arbres tombés, débris) peuvent faire monter le niveau d'eau et accroître le risque de surverse, de même que les changements dans le régime de transport des sédiments peuvent aggraver des affouillements locaux, et donc la probabilité de déstabiliser un talus de digue.

Encadré 4.8

Impacts de la morphologie du lit sur les digues de Central Valley en Californie, aux États-Unis

Au début des années 1900, d'énormes quantités de résidus d'exploitation minière par des moyens hydrauliques ont été déposés dans les cours d'eau de Central Valley en Californie. Avec l'arrêt de l'exploitation minière par voie hydraulique et la construction de barrages pour le contrôle des résidus, la maîtrise des inondations et l'alimentation en eau, le régime de transport des sédiments dans ces cours d'eau a changé de manière radicale. L'érosion s'est alors aggravée, avec une incision généralisée des lits des cours d'eau de Central Valley et un sapement des pieds de digues, menaçant leur stabilité.

L'évolution d'un lit affecte chaque système d'endiguement différemment en fonction de la conception du système (de ses matériaux, des structures encastrées ou des revêtements) ainsi qu'en fonction de conditions telles que la largeur et la profondeur du lit, la proximité entre la digue et la rive, et la présence ou non d'une protection de rive. C'est pourquoi il est difficile de proposer des conseils spécifiques pour une situation donnée sans évaluer d'abord l'ensemble des facteurs contributifs. Une bonne approche pour le gestionnaire consiste à identifier les menaces relatives à la conception ou à la fonction du système d'endiguement et à corriger chaque menace au cas par cas. Le personnel de gestion et d'entretien a fréquemment besoin de l'assistance d'un concepteur professionnel spécialisé dans les digues ou d'un ingénieur pour effectuer les réparations nécessaires, particulièrement lorsque le problème ou les réparations ont des conséquences environnementales.

4.1.6.4 Administration des données produites et utilisées au cours de la gestion des digues

L'acquisition et l'administration des données et des archives sont essentielles à l'efficacité de la gestion des digues. Le gestionnaire est classiquement responsable du regroupement des archives de la digue et de ses composantes. Le tableau 4.1 énumère certains types de données produites et utilisées au cours de la gestion. Il indique également l'endroit où des informations complémentaires peuvent être trouvées au sein du présent guide. La section 5.6 fournit davantage d'informations sur la manière de gérer et d'accéder aux données.

Tableau 4.1 Données produites et utilisées dans le cadre de la gestion des digues

Type de données	Description des données	Les données peuvent être utilisées dans le cadre de la gestion et de l'entretien pour :	Où trouver plus d'informations
Enregistrements opérationnels	<p>Les enregistrements peuvent notamment comprendre :</p> <ul style="list-style-type: none"> les dates et notes relatives au fonctionnement des stations de pompage et des vannes gérées par le gestionnaire de digue ; les dates et notes en lien avec les essais d'installations des bouchures ; les informations relatives à la préparation de la lutte contre les inondations et autres situations de crise ; les informations relatives à la préparation de protocoles de stockage des matériaux et de conduite des exercices de gestion de crise. 	<ul style="list-style-type: none"> S'assurer que les interventions sur la digue se font suivant une périodicité appropriée. Identifier les informations à remonter lors de l'entretien, de façon à signaler les réparations nécessaires. 	chapitre 6
Enregistrement de l'entretien	<p>Les enregistrements peuvent notamment comprendre :</p> <ul style="list-style-type: none"> le traitement périodique de la végétation (y compris fauchage) ; le revêtement périodique (peinture) des conduites et des stations de pompage ; le nettoyage et la lubrification des dispositifs mécaniques comme les vannes mécaniques et l'entretien des clôtures. 	<ul style="list-style-type: none"> S'assurer que l'entretien nécessaire spécifié dans les conventions, tels que le guide de gestion et d'entretien est bien assuré. Enregistrer les changements tels qu'un confortement ou des réparations relevant de l'entretien, de manière à apporter de l'information pour les analyses structurelles. Fournir un enregistrement écrit de l'entretien effectué, pour qu'il puisse être consulté à l'avenir par les inspecteurs ou les gestionnaires 	section 4.3
Registre d'une digue (semblable à un « legger » des Pays-Bas)	<p>Un enregistrement complet de l'ensemble des informations qu'un inspecteur peut s'attendre à trouver concernant une digue. Cela peut inclure, sans être exhaustif : la localisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> de l'ensemble des occupations (éléments ne retenant pas l'eau) – à la fois autorisés et non autorisés ; de l'ensemble des conduites – à la fois autorisées et non autorisées (à noter que lorsque des conduites sont retirées, il est important que l'emplacement et l'existence passée d'une conduite soient indiqués. Cela peut être important en cas de futurs problèmes dans cette zone de la digue ; des zones où la digue a été mise en charge lors d'événements passés (cela comprend, sans être exhaustif, les zones où des protections par sacs de sable ont été nécessaires pour lutter contre les infiltrations, ainsi que celles où des sacs de sable ou autres mesures ont été nécessaires pour empêcher la surverse) ; les rampes d'accès. 	<p>Aider les gestionnaires à :</p> <ul style="list-style-type: none"> identifier l'ensemble des dispositifs installés sur leur digue, de manière à ce que toute occupation non autorisée puisse être traitée. ; assurer le suivi des dispositifs nécessitant un entretien ; anticiper des problèmes d'occupation lorsqu'ils réalisent l'entretien de la digue. 	section 4.3
Obligations légales	<p>Les obligations légales et les réglementations devant être respectées, telles que :</p> <ul style="list-style-type: none"> les règles et normes de protection (s'il y a lieu) ; la législation et la réglementation dans le domaine de l'environnement ; les profils de digues sur lesquels le gestionnaire a une responsabilité juridique (par exemple le « legger ») ; les règles que doivent observer l'opérateur et le gestionnaire (telles que le « keur »). 	<ul style="list-style-type: none"> s'assurer de la conformité avec les obligations légales. 	Non inclus dans ce document

Type de données	Description des données	Les données peuvent être utilisées dans le cadre de la gestion et de l'entretien pour :	Où trouver plus d'informations
Archives d'inspections visuelles produites par le gestionnaire	<ul style="list-style-type: none"> Garder trace de la surveillance de la digue, y compris des désordres ou de l'évolution d'anciens désordres signalés. 	<ul style="list-style-type: none"> Aider le gestionnaire à alerter les responsables concernés d'un élément important relatif à l'état ou au fonctionnement de la digue. S'assurer que le gestionnaire surveille l'état de l'ensemble des éléments mentionnés dans le registre de la digue et identifie ceux nécessitant un entretien. 	sections 5.3 et 5.4
Rapports d'inspection produits par un spécialiste	Rapports produits à la suite d'inspections spécialisées pouvant relever des désordres non identifiés lors des inspections de routine (y compris les désordres dus à la conception). Les données relatives à la hauteur de la crête de digue sont d'une importance particulière, car elles peuvent être utilisées pour suivre un enfoncement ou un tassement.	<ul style="list-style-type: none"> Aider les opérateurs et gestionnaires à comprendre l'état de la digue et de ses composants. Déterminer les tâches de maintenance nécessaires pour maintenir l'intégrité de la digue. Noter les changements d'état de la digue par rapport aux précédents rapports visuels d'inspection produits par le gestionnaire. Noter les changements prévisibles de l'état de la digue par rapport au dernier rapport d'inspection spécialisée. Identifier les occupations préoccupantes de façon à ce qu'une action appropriée soit engagée. 	sections 5.3, 5.4 et 5.5
Archives concernant les occupations autorisées	<p>Un enregistrement détaillé de l'ensemble des occupations pour lesquelles une autorisation a été demandée, accordée ou refusée, doit :</p> <ul style="list-style-type: none"> indiquer l'emplacement de l'occupation et si la demande a été accordée ou refusée ; indiquer les conditions aux termes desquelles les occupations ont été autorisées. 	<ul style="list-style-type: none"> Aider le gestionnaire à montrer à l'entité à l'origine de l'autorisation que les conditions de l'autorisation ont été respectées (s'il y a lieu). Aider le gestionnaire à mieux prendre en compte les problèmes liés aux occupations au niveau de la digue (à noter l'approche retenue si elle est autorisée ou non). Aider le gestionnaire à maintenir à jour le registre de la digue. 	section 4.4
Carte indiquant la zone de responsabilité du gestionnaire	Une carte peut être une bonne représentation visuelle de cette zone de responsabilité, permettant aux gestionnaires de digue de se représenter l'étendue de leur zone de responsabilité.	<ul style="list-style-type: none"> Permettre au gestionnaire de savoir s'il a besoin d'obtenir une autorisation supplémentaire pour accéder aux terrains lui permettant d'assurer ses missions. Aider le gestionnaire à comprendre la zone sur laquelle il a un contrôle. 	section 4.4
Études d'impact des cours d'eau ou du lit	Des enregistrements historiques indiquant l'effet du cours d'eau ou du lit sur la digue, ainsi que les études sur les impacts hydrauliques du cours d'eau. Même si le gestionnaire n'est pas qualifié pour analyser ces rapports, il doit avoir connaissance de leurs principales conclusions.	<ul style="list-style-type: none"> Informer le gestionnaire des conséquences des changements morphologiques et des actions hydrauliques. 	sections 7.1.6.3, 7.2.2, 7.3 et 7.5
Plans de construction et de récolement	Les plans précisent la conception initiale. Cela comprend le détail de l'ensemble des dispositifs concourant au fonctionnement du système d'endiguement, tels que les bermes, les puits de décompression, les fossés drainants, les murs-digues ou les canalisations et les canaux de drainage interne.	<ul style="list-style-type: none"> Aider le gestionnaire à connaître la conception d'origine pour qu'il puisse la préserver. 	section 10.1.5

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Type de données	Description des données	Les données peuvent être utilisées dans le cadre de la gestion et de l'entretien pour :	Où trouver plus d'informations
Études de conception	Des documents détaillés indiquant les principes de la conception. Même si le gestionnaire n'est pas qualifié pour analyser ces documents, il peut les transmettre aux spécialistes effectuant une inspection ou effectuant des travaux sur la digue.	<ul style="list-style-type: none"> Aider le gestionnaire à transmettre les informations utiles aux spécialistes travaillant sur la digue. 	section 9.3
Données de performance passée	Les données sur le comportement passé (ou les points de fragilité) connu du gestionnaire, les sollicitations au moment où une défaillance a été repérée, et leur effet sur la digue. Cela peut également comprendre des études reproduisant la manière dont elle s'est comportée dans le passé, faute de données ou d'études indiquant où pourraient se situer les points faibles du système.	<ul style="list-style-type: none"> Inclure ces informations dans le registre de la digue. Aider à surveiller plus attentivement les points faibles de la digue. Transmettre des informations préparatoires aux inspections des occupations. Fournir une information aux services délivrant les autorisations ou les refusant. 	section 6.2.6
Plans d'intervention suite aux inondations	Les plans d'intervention en cas d'inondation comprennent les informations de référence sur la manière de réagir en cas de crise. Des détails sur ces plans peuvent être consultés au chapitre 6.	<p>Fournir des informations de référence</p> <ul style="list-style-type: none"> lors d'une intervention d'urgence ; lors des tests des dispositifs de fermeture ou lors de la conduite des exercices de préparation aux situations de crise. 	sections 6.2.2 et 6.2.3
Guides de gestion et d'entretien	Les guides de gestion et d'entretien sont rédigés conjointement par le gestionnaire et le concepteur pendant la phase de construction. Lorsqu'un confortement est réalisé, il peut être nécessaire de mettre à jour le guide. Il est important qu'une coordination s'établisse entre le gestionnaire, le concepteur et le constructeur pour s'assurer que chacun est informé des révisions	<ul style="list-style-type: none"> Détailler la fréquence d'inspection (inspections spécialisées, inspections du gestionnaire, inspections lors des situations d'inondation et lorsqu'une analyse structurale est nécessaire). S'assurer que l'entretien détaillé dans les conventions, et tel qu'indiqué dans le guide de gestion et d'entretien, est bien effectué. 	chapitre 4 (cf. section 4.1.4) - section 9.3.6 - tableau 10.10
Accords assurance-qualité (conventions)	Lorsqu'une digue est construite, des conventions sont généralement établies pour indiquer les conditions de financement de la construction de la digue, de l'entretien et des réparations.	<ul style="list-style-type: none"> Aider les gestionnaires à savoir ce qui avait été convenu à l'origine, s'ils peuvent compter sur un financement complémentaire et ce qu'ils doivent faire pour conserver leur éligibilité au financement de confortements. Aider l'ensemble des parties à savoir à qui incombe la responsabilité de s'occuper de certains éléments au cours du cycle de vie de la digue (y compris l'acquisition de terrains pendant la construction, s'assurer que pendant la construction le terrain ne comporte pas d'occupations non autorisées, financer les confortements de la digue et son entretien). 	section 9.3 et tableau 10.10
Information relative aux contacts	Il est conseillé que le responsable ou le gestionnaire de la digue tienne à jour une liste des contacts facilement accessible incluant : <ul style="list-style-type: none"> le responsable et le gestionnaire de la digue ; les prestataires travaillant ou ayant travaillé sur la digue ; le personnel mobilisé lors des inondations ; les personnes mobilisées pour réaliser les exercices de gestion de crise ou les essais de mise en place des dispositifs de fermeture (y compris celles ayant accès aux matériaux stockés ou celles nécessaires pour mettre en place une fermeture). 	<p>Aider l'opérateur ou le gestionnaire à savoir avec qui entrer en contact :</p> <ul style="list-style-type: none"> en cas de problème ; pour conduire des exercices de préparation aux situations de crise 	sections 6.2.2 et 6.2.3

Type de données	Description des données	Les données peuvent être utilisées dans le cadre de la gestion et de l'entretien pour :	Où trouver plus d'informations
Données archivées (y compris données piézométriques)	<p>Il est conseillé que le responsable ou le gestionnaire ait facilement accès à des données d'archives telles que :</p> <ul style="list-style-type: none"> le niveau de la nappe (et les variations normales de ce niveau) ; l'apparence d'une déformation normale de sol ou de fissuration (en recueillant des informations telles que le type de sol). 	<p>Aider le responsable ou le gestionnaire de la digue à déterminer le niveau de gravité :</p> <ul style="list-style-type: none"> d'un écoulement (si celui-ci est dû à des variations normales du niveau de la nappe phréatique, il n'est, en principe, pas trop préoccupant) ; d'une déformation (s'il s'agit d'un sol organique, alors une déformation de quelques centimètres est normale lors des crues) ; de la formation de fissures (si la digue se fissure chaque été, ce n'est pas trop préoccupant, sauf si la fissure est d'une certaine largeur ou si un tassement différentiel est observé). 	sections 4.5.1.6 et 7.9

4.1.7 Portée du chapitre 4 concernant la gestion des digues

De nombreux sujets sont traités de manière sommaire au sein du présent chapitre. Le tableau 4.2 renvoie aux chapitres et sections qui fournissent une information complémentaire sur ces sujets.

Tableau 4.2 Pour aller plus loin concernant les sujets en lien avec le présent chapitre

Sujet	Pourquoi il peut être important pour un opérateur ou un gestionnaire	Où trouver plus d'informations
Gestion d'ouvrages	La gestion et l'entretien des digues sont l'une des composantes de la gestion d'ouvrages. Se référer au chapitre 2 concernant les principes généraux de la gestion d'ouvrages et la façon de l'appliquer aux digues.	section 2.3.3
Mécanismes de défaillance	Un gestionnaire de digue doit s'investir pour que la digue sur laquelle il intervient ne subisse pas de défaillance. La compréhension des mécanismes de défaillance d'une digue en plus des mécanismes de détérioration (évoqués au chapitre 3) peut être utile.	Section 3.5
Topologie/parties de la digue ou des ouvrages associés pouvant affecter sa performance	Aborder ce sujet permet au gestionnaire de connaître la totalité du profil de sa digue ainsi que des ouvrages associés pouvant l'affecter.	sections 3.3 et 3.4
Inspections visuelles	Un gestionnaire de digue doit se référer au dernier rapport d'inspection visuelle pour comprendre l'état de la digue et de ses composants, ainsi que pour déterminer l'entretien nécessaire.	sections 5.3 et 5.4
Surveillance	La surveillance aide les opérateurs et gestionnaires à repérer des changements au niveau de la digue, particulièrement au niveau des points faibles et à faire remonter les problèmes.	sections 5.5 et 7.9.8
Gestion de crise	Le gestionnaire fait généralement partie intégrante du dispositif de gestion de crise.	chapitre 6
Entretien non courant/mesures de confortement ou de réparation	Le gestionnaire de digues doit connaître ses limites et savoir quand appeler un concepteur de digue. Le chapitre 4 fournit des conseils dans ces domaines. Le chapitre 9 traite dans le détail de ces sujets.	sections 9.8, 9.9, 9.10, 9.11, 9.12, 9.13 et 9.15
Conceptions devant être préservées	Pour en savoir plus sur la conception, se référer au chapitre 9.	sections 3.3, 3.4, 9.5.5 et 9.6
Insuffisances de la conception	Le chapitre 4 fournit des conseils limités au gestionnaire sur la manière d'identifier les défauts de conception. Une fois ces insuffisances identifiées, un concepteur de digue peut remédier à la situation après évaluation de l'état de l'ouvrage (cf. chapitre 5 pour ce qui est de l'analyse structurelle).	chapitres 5 et 9
Mise hors service de la digue	Le chapitre 9 présente les raisons pour lesquelles une digue peut être mise hors service, et donne quelques conseils pour déterminer si la digue sur laquelle vous travaillez a de bonnes chances d'être concernée. Le gestionnaire de digue doit se familiariser avec l'intégralité du cycle de vie d'une digue, et connaître les indicateurs montrant que la période de vie utile de la digue touche à sa fin.	section 2.3.3

4.2 DISPOSITIFS DE FERMETURE ET MANŒUVRES

La présente section traite des actions sur les digues en remblai de terre et les ouvrages auxiliaires qui participent à son fonctionnement, tels que les dispositifs de fermeture. La présente section se limite aux ouvrages de protection contre les inondations, bien que la gestion des canalisations les traversant soit évoquée. Les manœuvres et interventions sur une digue doivent permettre d'assurer, en toute sécurité, un rôle de lutte contre les inondations conformément à sa conception. Les systèmes d'endiguement sont conçus pour remplir trois fonctions essentielles :

- maintenir l'eau en dehors de la zone protégée par la digue ;
- évacuer l'eau de la zone protégée par la digue en cas d'inondation ;
- conserver sa résistance dans les situations d'inondation ou de tempête.

Les dispositifs manœuvrables des digues (par exemple les portes/bouchures, les canalisations, les clapets, les vannes, les déversoirs) peuvent faire partie de la conception d'origine, ou avoir été ajoutés : soit pour adapter la digue à une nouvelle infrastructure de la zone protégée (par exemple de transport), soit pour prendre en compte des modifications de l'écoulement des eaux à l'intérieur. Des déversoirs peuvent être utilisés pour laisser passer l'eau à une hauteur déterminée dans une zone d'évacuation, ce qui permet de limiter la pression sur la partie restante du système d'endiguement. Dans certains cas, inonder la zone protégée par la digue améliore la gestion de l'inondation et apporte des avantages environnementaux.

La présente section détaille quelques manœuvres classiques et la manière dont elles sont réalisées.

4.2.1 Actions destinées à maintenir l'eau en dehors de la zone protégée

Si la hauteur initiale d'un tronçon de digue a été abaissée pour implanter une route, une voie de chemin de fer ou un autre passage à travers son sommet, un dispositif est généralement mis en place pour fermer cette zone lors des crues ou pendant les périodes de mauvais temps. Si ces dispositifs peuvent être activés de différentes manières, que ce soit manuellement, mécaniquement ou automatiquement, leur fonction première est de maintenir hors d'eau la zone protégée par la digue. Parfois, afin d'améliorer le temps de réponse, ces dispositifs de fermeture sont même manœuvrés par les personnes vivant à proximité, comme c'est le cas dans l'exemple de l'encadré 4.9– (l'entretien des dispositifs de fermeture est décrit en détail à la section 4.14).

Les clapets et vannes des canalisations passant à travers les digues nécessitent également parfois des manœuvres. Cela peut par exemple inclure :

- des vannes à clapet côté eau pour empêcher celle-ci de remonter à travers le système ;
- les rejets issus du drainage de la zone protégée (stations de pompage et gravitaire) et des stations de traitement des eaux usées.

Le bon fonctionnement des manœuvres dépend d'une combinaison de facteurs que sont la conception, la formation approfondie des opérateurs, les exercices réguliers de préparation à la crise, les inspections et l'entretien courant.

Encadré 4.9

Engagement et partenariat communautaires en matière d'installations d'ouvrages de fermeture

En Angleterre et au Pays de Galles, l'engagement des habitants et les partenariats locaux ont permis que certains dispositifs, comme par exemple les portes de garde, soient manœuvrés par les personnes résidant sur place. Ces manœuvres permettent des temps de réponse plus rapides (les opérateurs vivent à proximité des vannes) et font prendre davantage conscience des bénéfices du dispositif pour la communauté. Un exemple de ce type se trouve à Shaldon, dans le comté du Devon, où, depuis vingt ans, un contrat a été conclu entre l'Environment Agency et le conseil paroissial. L'Environment Agency a construit le dispositif, fourni le guide de fonctionnement, des formations régulières, des moyens de télémétrie ainsi que des alertes aux crues. Le conseil paroissial fournit la main d'œuvre locale pour manœuvrer les vannes. Le contrat est révisé tous les cinq ans.

Chaque dispositif de fermeture implique un certain nombre de manœuvres spécifiques qui permettent son bon fonctionnement. Le tableau 4.3 liste différents dispositifs, ainsi que les manœuvres associées pour maintenir l'eau en dehors de la zone protégée par la digue.

Tableau 4.3 Actions nécessaires pour maintenir l'eau en dehors de la zone protégée par la digue

Type d'ouvrage	Actions
<p><i>Batardeaux</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> • transport des matériaux vers le lieu de fermeture ; • positionnement des traverses les unes sur les autres pour fermer l'ouverture dans la digue ; • recouvrement de l'ouvrage avec une géomembrane ; • surveillance contre le vol selon la valeur des matériaux.
<p><i>Vannes à clapet</i></p> 	<p>Aucune. Une vanne à clapet fonctionne sans nécessiter d'intervention directe. Son clapet ne s'ouvre que dans un sens et se ferme pour empêcher les entrées d'eau à travers le système d'endiguement. Elle maintient l'eau en dehors de la zone protégée lorsque la pression hydraulique est suffisante pour maintenir le clapet fermé.</p>
<p><i>Vannes ou portes coulissantes</i></p> 	<p>Les vannes coulissantes permettent aux eaux de drainage de la zone protégée de s'écouler à travers la digue et, fermées en période de crue, elles empêchent les eaux d'inonder cette zone. Elles offrent au propriétaire de la digue et au gestionnaire un contrôle étroit sur la quantité d'eau qu'on laisse entrer ou qu'on fait sortir de la zone protégée. Les tâches opérationnelles peuvent comprendre :</p> <ul style="list-style-type: none"> • la manœuvre des portes (manuellement ou automatiquement) vers le haut ou vers le bas le long du linéaire ; • l'enlèvement régulier des débris qui s'accumulent dans le logement du dispositif. <p>On se référera à la Section 4.14 pour plus d'information sur l'entretien des ouvrages de fermeture.</p>
<p><i>Portes de garde</i></p> 	<p>Certaines portes de garde contre les inondations glissent en position verticale dans des logements le long de l'ouverture, et d'autres ont un ou deux vantaux pivotant sur des charnières. Dans le cas de portes à deux vantaux, la liaison entre ceux-ci est étanche. Les portes de garde peuvent être manœuvrées manuellement, mécaniquement ou automatiquement. Des portes de garde automatiques peuvent être actionnées par un système de flotteurs et lors de la montée du niveau de l'eau (par exemple à Carrick/Suir, en République d'Irlande). Les manœuvres associées aux portes de garde contre les inondations consistent à :</p> <ul style="list-style-type: none"> • contrôler que personne n'est piégé par la fermeture des portes ou leur mécanisme ; • surveiller et/ou contrôler à distance (par télémétrie ou par des caméras) ; • dégager les obstructions pouvant empêcher la fermeture de la porte.
<p><i>Dispositifs amovibles</i></p> 	<p>Dans certaines zones urbaines, des dispositifs amovibles sont mis en place avant la crue. Les manœuvres comprennent :</p> <ul style="list-style-type: none"> • le transport du lieu d'entreposage vers le site ; • l'assemblage et la fixation ; • la protection des éléments contre le risque de vol (cf. encadré 4.10).
<p><i>Sacs de sable</i></p> 	<p>L'utilisation de sacs de sable peut être préconisée dans le plan d'intervention d'urgence et peut constituer le dispositif de fermeture des ouvertures pour certaines digues. Si tel est le cas, ce plan doit au minimum contenir les éléments suivants :</p> <ul style="list-style-type: none"> • les coordonnées des personnes qui installeraient les fermetures ; • le temps dont aurait besoin l'opérateur pour mettre en place les sacs (y compris le temps nécessaire pour approvisionner les matériaux sur le site) ; • la manière de mettre en place les sacs, y compris toute information importante spécifique au site concerné, telle que la manière de traiter la transition avec le système d'endiguement ou s'il faut recouvrir les sacs d'une géomembrane.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Encadré 4.10

Protéger les dispositifs de fermeture (amovibles) d'un risque de vol

L'Angleterre et le Pays de Galles ont observé des tentatives de vol des éléments démontables de protection contre les inondations en aluminium. L'Environment Agency recommande d'employer des personnels de sécurité pour patrouiller le long de ces protections une fois qu'elles sont en place, pour réduire tant le risque de vol que le risque d'inondation qui en résulterait.

4.2.2 Évacuer l'eau de la zone protégée

Le tableau 4.4 énumère plusieurs dispositifs du système d'endiguement ainsi que les manœuvres associées permettant d'évacuer l'eau de la zone protégée par la digue.

Tableau 4.4 **Actions destinées à évacuer l'eau de la zone protégée par la digue**

Dispositif d'évacuation	Actions
Vannes de régulation des fossés de drainage	Changer le réglage des vannes au niveau des canaux d'irrigation et des fossés de drainage pour empêcher les eaux de crue de pénétrer plus avant dans la zone protégée (des changements au niveau des vannes peuvent être effectués par l'opérateur ou par les habitants, sous réserve qu'ils aient la connaissance et la formation nécessaires pour le faire en toute sécurité). Il faut ensuite que le système de pompage évacue l'eau.
Canalisations de drainage	<ul style="list-style-type: none"> • Déboucher et nettoyer le drain, si cela est possible. • Contrôler le drain pour intervenir dès qu'un problème a été détecté (cf. section 4.15 pour davantage d'informations concernant les canalisations).
Pompes liées au drainage/ stations de pompage fixes ou mobiles	<p>Les stations de pompage varient en taille de très petites à très grandes. Elles sont généralement dimensionnées pour acheminer les écoulements à partir des fossés de drainage et des zones de ruissellement qui convergent jusqu'à la pompe. Les petites stations de pompage sont souvent équipées d'une pompe électrique qui refoule de petits volumes, là où l'infiltration ou le ruissellement posent problème sans entraîner une accumulation rapide.</p> <p>Les actions à prévoir sont le suivi :</p> <ul style="list-style-type: none"> • du maintien de températures et de pressions acceptables dans la conduite de pompage ; • des niveaux d'huile et de carburant des groupes électrogènes lorsqu'ils sont utilisés en secours pour les pompes électriques ; • de l'exutoire de rejet pour s'assurer que les écoulements ne génèrent pas d'érosion de surface sur la digue et ne mettent pas en cause son intégrité ; • de l'apparition de cratères de renards hydrauliques (« sand boil ») dans les zones de pompage, si le différentiel de charge hydraulique de part et d'autre de la station est élevé et que la crue dure plusieurs semaines. L'expérience a montré que des problèmes sérieux peuvent survenir à proximité des pompes d'assèchement. Lorsque l'évacuation des eaux drainées génère une charge hydraulique importante et qu'elle augmente les écoulements, les sols situés sous les digues commencent à être déstabilisés (sur la base des observations effectuées pendant la crue du fleuve Mississippi en 2011, ainsi que d'événements antérieurs aux États-Unis).
Vannes de sortie	Dans certains cas, il peut être nécessaire de rouvrir les vannes de la digue après la décrue afin d'évacuer l'eau présente dans la zone protégée.

4.2.3 Maintenir l'intégrité de la digue pendant l'inondation ou la tempête

Le tableau 4.5 fournit quelques exemples d'actions susceptibles d'améliorer la résistance de la digue – contre une rupture par érosion interne, une instabilité de pente, une surverse non maîtrisée ou autres. Ces actions sont des exemples de ce qui peut être fait et encouragent les opérateurs et les gestionnaires à mener une réflexion sur des options supplémentaires si celles-ci ne conviennent pas dans leur cas (cf. chapitre 6)

Tableau 4.5 Actions permettant d'améliorer la résistance de la digue

Vulnérabilité de digue ou éléments du système considérés	Actions possibles
<i>Protection contre les affouillements côté eau</i>	Fournir une protection supplémentaire avec un massif en enrochements avant l'événement (annonce de vitesses importantes des écoulements) et limiter l'entrée d'eau dans les couches perméables profondes sous la digue.
<i>Protection contre l'érosion de la surface de la digue (couvert herbacé ou autre)</i>	Un couvert herbacé ras, en bon état, peut fournir une bonne protection contre l'érosion. Le plan d'entretien doit garantir son maintien à une hauteur adéquate. Des enrochements peuvent être mis en place en urgence pour réparer des sites fortement érodés et empêcher une rupture de la digue (cf. chapitre 6 pour les interventions d'urgence).
Déversoirs	 <p data-bbox="1043 584 1399 819">Le bon fonctionnement de certains déversoirs nécessite une intervention du gestionnaire ; qui peut inclure l'utilisation d'explosifs pour permettre à l'eau de pénétrer dans la partie inondable afin de réduire la charge hydraulique sur le reste du système d'endiguement. D'autres sont conçus pour se déclencher passivement (ils ne débordent qu'au niveau d'eau souhaité).</p> <p data-bbox="1043 958 1399 1081">Le déversoir de Jargeau dans le val inondable d'Orléans, en France, a été réalisé en 1882. Long de 575 mètres, il est déclenché par un système fusible si le déversement s'avère nécessaire.</p>
<i>Puits de décompression/ systèmes de drainage en pied</i>	Les puits de décompression et les systèmes de drainage en pied de digue sont conçus pour contrôler les écoulements dans la digue. Toutefois, en raison de la difficulté à les entretenir, ils ne sont recommandés qu'en dernier ressort lors de la conception d'une digue. Les puits peuvent être pompés s'ils ne fonctionnent pas, mais il est très difficile de déterminer lequel pomper. Si des puits ne fonctionnent pas en cas d'urgence, c'est généralement que le massif filtrant est colmaté. En 2012, il n'existe pas de retour d'expérience de puits de décompression ayant été nettoyés lors d'une crue.

4.3 ENTRETIEN

L'entretien est essentiel pour le bon fonctionnement à long terme de la digue. Mais même une digue parfaitement gérée et entretenue peut ne pas rendre le service attendu si elle comporte des défauts de conception ou de construction, qui sont fréquemment cause de ruptures. Des défauts courants de conception sont par exemple :

- des hauteurs de digue non adaptées ;
- des écoulements internes non maîtrisés ;
- des surfaces sensibles à l'érosion et non protégées ;
- des pentes instables.

Bien que ces défauts ne puissent pas toujours être traités dans le cadre de l'entretien courant, les activités d'entretien doivent permettre de les identifier avant toute défaillance de la digue. Bien formés, les personnels de terrain surveillent leurs digues à l'affût des désordres dus à l'érosion, aux tassements, aux infiltrations ou à l'instabilité des talus. Ces désordres, rapidement signalés aux concepteurs de digues permettent à ceux-ci de les analyser et de proposer les réparations adéquates.

Cf. chapitre 9 pour des conseils sur la manière de traiter des problèmes de conception, et au chapitre 5 pour des informations sur l'évaluation de l'état de la digue.

Il est important de conserver une approche proactive du programme d'identification et de réparation en raison de la nécessité d'employer judicieusement le budget de réparation souvent limité. Les détériorations doivent être attentivement suivies et traitées de manière rapide et efficace. Si le gestionnaire ne réagit pas assez vite et qu'une détérioration trop importante intervient, il peut devenir difficile d'acheminer les équipements nécessaires sur zone pour effectuer la réparation. Mais il est également important de ne pas tomber dans la sur-qualité lors des réparations : l'argent dépensé en réparations effectuées trop tôt aurait pu être mieux employé ailleurs.

Les conséquences d'un report de l'entretien

Les conséquences d'un report de l'entretien doivent être précisément évaluées au moment de la décision, que ce soit pour des raisons de coûts, de réglementation environnementale, d'autorisations ou pour d'autres considérations. Reporter ou annuler des réparations de digue peut augmenter le risque pour les habitants et les biens situés en zone protégée tant qu'elles ne sont pas effectuées. Le gestionnaire doit déterminer si le report des réparations aura pour conséquence(s) :

- une détérioration plus importante de la digue ou des installations associées, augmentant les coûts de réparation dans l'avenir ;
- de menacer l'intégrité de la digue et de devoir financer une grosse réparation pour rétablir le niveau initial de protection contre le risque d'inondation.

Attention

Il faut réaliser un diagnostic avant d'engager des réparations coûteuses.

Lorsqu'un problème sur la digue est suffisamment grave et complexe pour nécessiter la venue d'un concepteur professionnel, il est recommandé de d'abord réaliser un diagnostic, qui garantit que toutes les questions associées au problème seront abordées de façon à concevoir la solution la plus adaptée. Le chapitre 5 apporte des conseils pour réaliser ce diagnostic. Il doit être utilisé en lien avec le chapitre 9. Le chapitre 4 propose une grille d'analyse pour déterminer quand les réparations outrepassent le cadre de l'entretien. L'intervention d'un concepteur de digue qualifié sera nécessaire pour concevoir un nouvel ouvrage ou reconstruire une section de digue déjà existante au-delà du champ des simples opérations d'entretien (cf. chapitre 9).

4.3.1 Problèmes associés aux digues en terre

Le tableau 4.6 décrit les principaux modes de défaillance résultant des processus de détérioration. De nombreux processus de détérioration peuvent provoquer la plupart des mécanismes de défaillance. Dans un souci de clarté, ne sont présentés que les principaux mécanismes de défaillance associés à chaque processus de détérioration. Les sujets énumérés sont ceux cités aux sections 4.6 à 4.12. Les occupations, la végétation, les dispositifs de fermeture, les canalisations et les réseaux, les transitions ainsi que les murs de lutte contre les inondations sont présentés ultérieurement dans ce chapitre.

Tableau 4.6 Principaux modes de défaillance pouvant résulter des processus de détérioration (se référer aux sections 4.6 à 4.12)

		Principaux modes de défaillance provoqués par le processus de détérioration			Explications supplémentaires
		Érosion externe	Érosion interne	Instabilité	
Processus de détérioration	Animaux fouisseurs (cf. section 4.6)		x		Les cavités creusées par les animaux fouisseurs favorisent le passage de l'eau à travers la digue, ce qui peut provoquer une érosion des matériaux constitutifs de la digue (érosion interne). Ces cavités peuvent également provoquer une instabilité de la digue soit directement, soit à la suite de l'érosion interne.
	Érosion et creusement des rives (cf. section 4.7)	x			Peut conduire à un mécanisme de défaillance par érosion externe.
	affaissements et ornières (cf. section 4.8)	x			Les affaissements et les ornières en crête de digue ou sur les talus sont une forme d'érosion externe. Bien qu'il soit improbable que ce processus de détérioration soit la cause unique de la défaillance d'une digue, en combinaison avec d'autres processus de détérioration, les affaissements et les creusements peuvent empêcher la circulation au sommet ou sur les talus (en raison de l'accumulation d'eau et de la présence de boue), rendant plus difficile la lutte contre les inondations. Les affaissements et le creusement sont également susceptibles d'endommager la couverture herbacée, rendant la digue plus vulnérable à l'érosion externe.
	Tassement (cf. section 4.9)	x			Le tassement d'une digue augmente sensiblement le risque d'érosion externe puisqu'une surverse peut se produire pour un niveau d'eau inférieur. Le tassement du sommet de la digue peut également provoquer une instabilité de la digue.
	Infiltration (écoulement à travers et sous la digue) (cf. section 4.10)		x		Une infiltration peut déplacer des particules fines à travers ou sous la digue, puis finalement de plus grandes particules de sol, provoquant une érosion interne.
	Instabilité des talus (cf. section 4.11)			x	Une instabilité de talus peut apparaître sous la forme d'un affaissement, d'un glissement, d'une fissure de tension ou d'une pente accentuée suite à une érosion de la base. Elle peut provoquer la défaillance de la digue par instabilité lorsque la détérioration gagne de grandes portions de la digue.
	Fissuration (cf. section 4.12)			x	Des fissures de tension peuvent être un signe que le talus de la digue est instable. Ce phénomène peut provoquer une instabilité d'ensemble de la digue.

4.4 OCCUPATION

Une occupation correspond à tout élément non prévu lors de la conception de la digue et qui, lorsqu'il se trouve sur, au-dessus, sous, en travers ou à proximité d'une digue peut avoir un effet négatif sur son intégrité structurelle, sa fonction ou sur ses accès. Cela comprend les éléments jouxtant la digue, à la fois côté terre et côté eau, ainsi que des éléments pouvant accroître la charge hydraulique. Parmi les occupations, on peut citer les câbles des réseaux, les canalisations, les dispositifs d'amarrage des bateaux, les escaliers, les maisons, les piscines, les poteaux électriques, les routes, les tranchées d'irrigation et les voies de chemin de fer. Les occupations comprennent également les activités réalisées sur ou à proximité d'une digue, mais sans lien avec sa fonction initiale, comme par exemple des activités agricoles ou des excavations.

Pourquoi y a-t-il des occupations sur les digues ?

Si limiter les risques d'inondation était la seule fonction des digues et le seul objectif du gestionnaire, alors le contrôle des occupations serait simple, il suffirait de toutes les interdire. Mais comme les digues offrent souvent une protection contre les inondations à des zones commerciales ou résidentielles, ou qu'elles jouxtent des zones naturelles sensibles, il arrive qu'elles remplissent des objectifs alternatifs, comme :

- la satisfaction des besoins des personnes se trouvant dans la zone protégée, tels l'approvisionnement en eau (qui peut nécessiter le passage de conduites au travers de la digue) ou les transports (qui peuvent imposer le passage d'une route ou d'une voie ferrée au travers de la digue) ;
- la préservation de monuments historiques construits sur la digue ou dans sa zone d'influence (un exemple est donné dans l'encadré 4.11) ;
- le respect d'engagements antérieurs ayant conduit à autoriser des occupations qui ne seraient pas permises aujourd'hui ;
- la préservation d'enjeux environnementaux spécifiques, dont ceux ayant trait aux espèces protégées.

Encadré 4.11

Conservation des bâtiments historiques aux Pays-Bas

Aux Pays-Bas, les habitations présentées sur la figure 4.5 ont actuellement leur rez-de-chaussée et leur sous-sol dans l'emprise de la digue. Avec la hausse de 0,3 mètre du niveau des eaux prévue au cours des cinquante prochaines années, le profil (cf. figure 4.6) de la digue devra être agrandi. Puisqu'il est impossible de retirer l'intégralité de la rangée de bâtiments, d'autres alternatives sont envisagées pour améliorer la digue dans l'avenir, y compris les propositions présentées ici.



Figure 4.5 Habitations avec des rez-de-chaussée et des sous-sols situés dans l'emprise de la digue

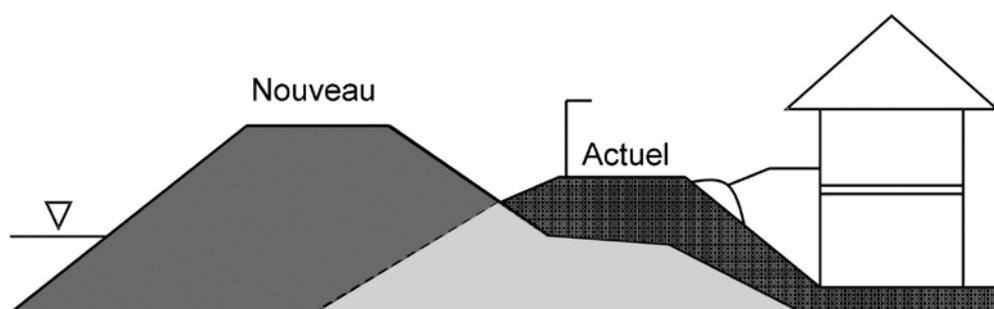


Figure 4.6 Profil en travers actuel de la digue (cf. figure 4.5) ainsi que l'un des nouveaux profils proposés pour augmenter la protection contre le risque inondation dans le futur.

Si des occupations nouvelles ou déjà existantes doivent être autorisées sur une portion de digue, ces occupations ne doivent pas en menacer l'intégrité, en gêner l'accès, ou interférer avec les inspections et interventions d'urgence. Les gestionnaires de digues doivent instaurer un système opérationnel d'autorisations (système qui examine et étudie toutes les demandes d'occupation et leurs effets potentiels sur la digue) ainsi que les moyens de faire appliquer ses décisions (se référer à la liste des composantes d'un bon programme de maîtrise des occupations ci-après dans la présente section).

Pourquoi les occupations doivent être maîtrisées

Les exemples du tableau 4.7 illustrent quelques-uns des effets négatifs que peuvent avoir les occupations sur les digues.

Tableau 4.7 Effets négatifs des occupations

Type d'occupation	Effet potentiel sur la digue
Lié à la berge	
Excavation inopportune	Peut déstabiliser des talus et conduire à leur défaillance.
Emprunt de matériaux de la digue, de ses fondations, ou situés dans la zone d'influence de la digue	Peut provoquer l'effondrement du talus ou du mur de protection contre les inondations (se référer à la section 4.1 – zone d'influence).
Forage directionnel	Peut endommager la couverture imperméable de la digue et provoquer de graves problèmes d'infiltration. Procéder avec d'extrêmes précautions et maintenir une surveillance permanente tout au long du forage.
Conduites traversant la digue	Cf. section 4.15.
Dégrader la crête de digue pour y faire passer des routes ou des voies ferrées	Demande des mesures supplémentaires d'intervention d'urgence pour prendre en compte les zones où la digue a été dégradée. Cf. sections 4.2 et 4.14 et chapitre 6.
Occupations pouvant provoquer des problèmes hydrauliques ou hydrostatiques	
Voie ferrées, routes, dessertes de réseaux, cales à bateau, quais et bâtiments, piles de pont	peuvent perturber l'écoulement du cours d'eau dans la zone inondable (sortie de son lit). Des perturbations d'écoulements peuvent conduire à des affouillements au niveau de la digue et provoquer ensuite une défaillance de la structure pour des niveaux d'eau et de débit inférieurs aux prévisions de conception. La perturbation des écoulements ou de leur répartition peut également accroître les zones de rétention d'eau à l'intérieur de la zone protégée ou empêcher son drainage. Les impacts hydrauliques en cas d'inondation de l'ensemble des ouvrages ou des installations situées dans la zone inondable et de remous doivent être étudiés.
Ponts	si le tirant d'air n'est pas suffisant, des débris s'accumuler et engendrer une charge supplémentaire sur la digue.
Travaux effectués dans la zone inondable en saison des crues	peut compromettre la capacité du cours d'eau, empêcher la digue de fonctionner comme prévu, et faire courir un risque supplémentaire pour le personnel et le matériel de travaux dans la zone inondable.
Pontons à bateaux	peuvent réduire la débitance de conception du cours d'eau et menacer l'intégrité de la digue s'ils pénètrent dans celle-ci.
Piscines, trous de forage, poteaux électriques, puits et tranchées d'irrigation situés à proximité du pied de digue côté terre	peuvent augmenter la charge hydraulique et ajouter une pression supplémentaire sur la digue.
Eaux souterraines non ou mal maîtrisées	peuvent, par pression hydrostatique et infiltration, provoquer la formation de renards hydrauliques, des soulèvements hydrauliques ou une réduction de la stabilité des pentes des excavations ou des sols de fondations, affaiblissant le soutènement de l'ouvrage.

De plus, certaines occupations peuvent :

- poinçonner le revêtement de la digue, facilitant la migration des particules fines (dégradation du masque étanche, couche imperméable placée en surface, parfois constituée d'argile) ;
- gêner l'inspection de la digue ou son entretien régulier, comme le fauchage ;
- compliquer de futures améliorations ou élargissements de la digue, particulièrement si des occupations ont été autorisées trop près de celle-ci ;
- nécessiter une réparation immédiate.

Les exemples des encadrés 4.12 et 4.13 illustrent quelques-uns des enjeux des occupations situées dans ou à proximité des digues.

Encadré 4.12

Les systèmes de maîtrise des occupations peuvent prévenir de graves problèmes



À Corning, dans l'État de New-York, une entreprise locale a voulu créer un drainage pour son parking nouvellement construit en installant une canalisation à travers la digue adjacente (cf. figure 4.7). L'entreprise faisait l'hypothèse que la digue était un terrain en hauteur et a installé sa canalisation sans autorisation. Une signalisation et d'autres communications pour faire prendre conscience de la présence de la digue peuvent empêcher ce type de méprise. L'entreprise locale aurait dû travailler de concert avec le responsable de la digue pour s'assurer que sa conception et sa méthode d'installation n'affecteraient pas l'intégrité de celle-ci ou sa capacité à réduire le risque d'inondation. Au cas présent, l'entreprise locale a dû payer pour l'abandon de l'ouvrage de drainage nouvellement installé en bouchant ses extrémités et en rendant étanche la canalisation.

Figure 4.7 **Une canalisation non autorisée installée par une entreprise locale a dû être rebouchée à ses frais.**

Encadré 4.13

Pourquoi les promoteurs doivent respecter les conditions indiquées dans les autorisations d'occupations

En 1996, un promoteur, en partenariat avec le Corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis (USACE), pour un projet sur la Truckee River, a demandé à travailler sur le pont de la rue centrale en zone inondable et en saison des crues. L'USACE du district de Sacramento a rendu un avis défavorable. S'en est suivie une longue procédure judiciaire qui a eu pour conséquence d'obliger le promoteur à limiter ses travaux pendant la saison des crues et à prévoir le retrait du chantier en cas de besoin. Le 1er janvier 1997, la crue de la Truckee River a emporté l'ensemble des coffrages et le travail déjà effectué sur le pont. Par chance, aucune victime n'a été à déplorer, et les structures emportées vers l'aval n'ont pas provoqué de dommages sur la digue. Depuis cet incident, l'USACE de Sacramento ajoute désormais une condition à pratiquement l'ensemble de ses autorisations d'occupation qui interdit, sauf circonstances exceptionnelles, le travail dans les secteurs inondables pendant la saison des crues.

La figure 4.8 est un bon exemple de l'occupation d'une canalisation passant à travers une digue, avec une fermeture correctement réalisée côté cours d'eau.



Figure 4.8 **Occupation de canalisation traversant une digue - digue de Butte Creek, Californie, États-Unis**

Éléments d'un programme efficace de maîtrise des occupations

Les dispositions suivantes sont recommandées dans le cadre d'un programme de maîtrise des occupations :

1. Une définition concise de ce qui constitue une occupation :
 - a. communiquer clairement, auprès des demandeurs d'autorisation, sur les situations dans lesquelles des autorisations sont nécessaires, sur la manière de les demander, ainsi que sur les types d'occupation ayant une bonne chance d'être autorisés (cf. encadré 4.14) ;
 - b. conserver la trace de tout changement de politique d'autorisation concernant les occupations (ce qui peut aider, le cas échéant, le gestionnaire de la digue à répondre aux questions sur certaines occupations, telles que les clôtures, autorisées dans le passé mais ne le sont plus aujourd'hui) ;
 - c. fournir au demandeur d'autorisation un retour sur sa demande en temps opportun et l'informer de l'avancement de l'instruction de la demande ;
 - d. communiquer clairement à l'attention de toute personne vivant à proximité d'une digue ou pouvant envisager d'effectuer un travail à proximité d'une digue, sur les zones nécessitant une autorisation.

Encadré 4.14

Une distinction aux Pays-Bas : des occupations souhaitables ou non

Aux Pays-Bas, de nombreuses personnes, sociétés immobilières, sociétés des eaux, sociétés du gaz, énergéticiens et sociétés de télécommunications souhaitent occuper les digues avec de nouvelles habitations, réseaux et canalisations. Lors de la procédure d'évaluation de la demande d'occupation, la nécessité ou non de l'occupation est appréciée en déterminant si elle revêt un « **caractère d'utilité publique** » et si son positionnement au niveau de la digue semble cohérent du point de vue de l'aménagement du territoire. Si l'occupation est importante (et s'il n'existe pas d'emplacement alternatif acceptable), elle est acceptée moyennant les règles strictes énoncées dans l'autorisation d'occupation. Ces règles permettent de garantir que l'occupation n'influera pas sur la sécurité de la digue.

De telles occupations ne sont pas acceptées sans autorisation, et lorsqu'elles sont autorisées, tout est entrepris pour les maintenir en dehors de la zone d'influence de la digue, soit en augmentant la largeur de la digue, soit en adaptant l'ouvrage par l'insertion d'un mur en palplanches ou autre renforcement. En général, les demandes locales ne sont autorisées qu'en dehors de la zone d'influence de la digue (y compris une zone pour de possibles élargissements futurs de la digue). Des besoins plus importants sont parfois autorisés au niveau de l'emprise d'origine et/ou de l'emprise adaptée par la mise en place de structures spéciales.

2. Un système efficace visant à interdire les occupations pouvant mettre en cause l'intégrité de la digue :
 - a. Inciter le gestionnaire de la digue et les responsables potentiels d'occupations à maintenir la digue libre de toute occupation non autorisée. Par exemple, l'administration peut apporter une assistance à la réhabilitation aux propriétaires de digue qui se fixent certains standards (USACE, 1965) ;
 - b. vérifier régulièrement les digues pour suivre et recenser les activités non autorisées. D'autres services peuvent être mobilisés pour contribuer au programme de surveillance (par exemple forces de l'ordre, police du domaine et de l'environnement, services d'intervention d'urgence, prestataires locaux), puisque certains systèmes peuvent se révéler difficiles à suivre de près ;
 - c. connaître les moyens légaux mobilisables pour retirer ou obliger au retrait des occupations non autorisées.
3. Une connaissance précise du domaine de responsabilité du gestionnaire, de la zone d'influence de la digue et des dispositifs inclus dans la digue (tels que les talus d'infiltration, les talus de stabilisation, les murs de protection contre les inondations, les stations de pompage, les ouvrages de protection contre la mer, les canalisations et les ouvrages de drainage). Cartes et schémas sont des outils efficaces pour présenter visuellement ces informations (cf. encadrés 4.15 et 4.16).
4. Une base de données géolocalisées de l'ensemble des anciennes occupations et des occupations actuelles, y compris des profils en travers de l'ensemble des occupations anciennes et actuelles. Se reporter à l'exemple de profil en travers de l'encadré 4.16 (confortement de la digue pour prendre en compte les occupations). Comme indiqué au niveau de l'exemple, il est important de conserver des archives claires précisant quand et où des renforcements ont été mis en place pour prendre en compte les occupations.

Les données doivent préciser les points suivants :

- si les occupations existantes disposent ou non d'autorisations ;
 - si les occupations autorisées sont conformes aux prescriptions mentionnées dans leur autorisation ;
 - comment les anciennes occupations ont été abandonnées
 - les derniers rapports d'inspection disponibles (par exemple les rapports relatifs aux inspections vidéo des canalisations).
5. Une procédure permettant de prendre en compte des impacts cumulés. Par exemple, un amarrage de bateau peut ne pas être un problème, mais plusieurs amarrages de bateaux alignés le long de digues bordant un chenal étroit peuvent affecter la capacité du cours d'eau.
 6. Un inspecteur sur site pouvant déterminer si l'intégrité de la digue n'est pas compromise par les activités relatives aux occupations.
 7. Une définition claire des rôles et responsabilités du gestionnaire de la digue, de l'organisme de contrôle ainsi que du responsable de l'occupation, au cas où surviendrait un problème en lien avec l'occupation.

Encadré 4.15
Des cartes et schémas clés aident à définir les zones de responsabilité, les zones d'influence et les zones de perturbation.

La zone de responsabilité d'un gestionnaire est la zone où il exerce sa tutelle ou son droit d'accès et d'intervention. Les gestionnaires sont les mieux placés pour déterminer les occupations situées au sein de leur zone de responsabilité ainsi que celles qui pourraient potentiellement affecter l'intégrité de la digue, en se référant :

- **au guide de gestion et d'entretien**, qui indique parfois la zone (par exemple une certaine distance à partir du pied de digue) à l'intérieur de laquelle le gestionnaire est autorisé à intervenir ;
- **aux cartes** indiquant la zone dans laquelle le gestionnaire exerce sa responsabilité (cf. exemple de carte sur la figure 4.9 ci-dessous) ;

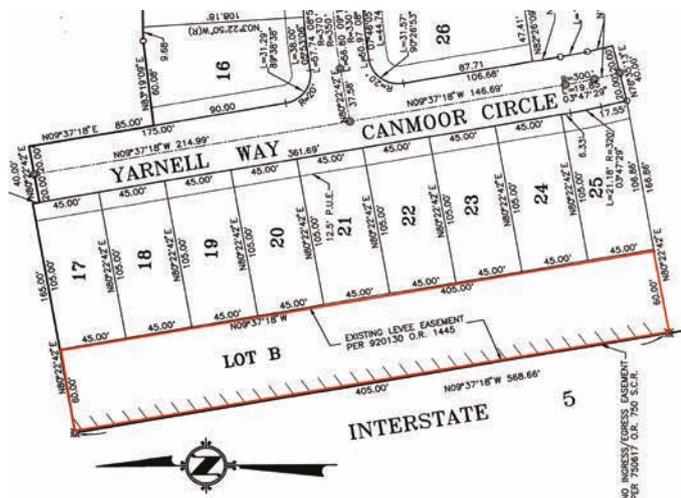


Figure 4.9 Exemple de carte indiquant la zone au niveau de laquelle le gestionnaire exerce sa responsabilité

- **aux profils en travers** (plans de récolement) qui sont établis par l'entreprise ayant réalisé les travaux de construction (pratiqué aux États-Unis). À noter qu'il est important, lorsqu'une occupation est envisagée, de prévoir des aménagements ultérieurs comme des talus (cf. figure 4.10) ou des surfaces réservées pour de futurs rehaussements ;

Encadré 4.15 (suite)

Des cartes et schémas clés aident à définir les zones de responsabilité, les zones d'influence et les zones de perturbation.

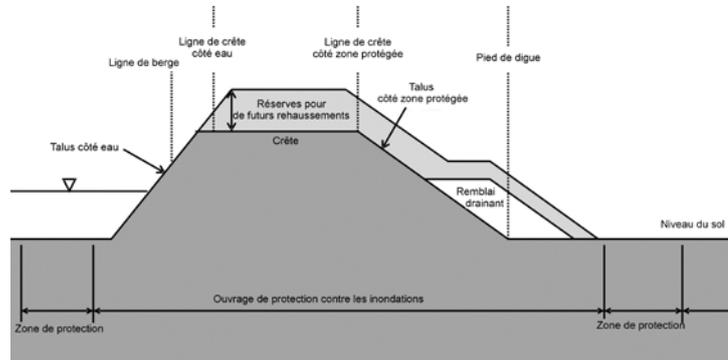


Figure 4.10 Exemple de profil en travers de digue, dont un talus de stabilisation et une surface réservée pour permettre un futur rehaussement de la digue

- à la **zone d'influence**, zone au sein de laquelle les activités peuvent affecter la digue – aux Pays-Bas, une bonne règle empirique pour la calculer est un facteur multiplicateur de la hauteur de la digue (par exemple, une distance de cinq fois la hauteur aux pieds de la digue). À noter qu'une analyse détaillée de la zone d'influence est préférable, car la règle empirique de cinq fois la largeur ne convient pas pour les sols meubles (organiques) ou les couches minces limoneuses ou sableuses. Une analyse plus détaillée de la zone d'influence peut également être menée pour chaque mécanisme de défaillance ;
- à la **zone de perturbation de l'occupation** - aux Pays-Bas, cette notion est basée sur le type d'occupation. Par exemple, pour les canalisations, le calcul de la surface d'une zone de perturbation peut dépendre de la nature du fluide (par exemple du gaz, de l'eau ou du pétrole). Aux Pays-Bas, une autorisation d'occupation ne sera pas délivrée si la zone de perturbation de l'occupation chevauche la zone d'influence de la digue (cf. encadrés 4.6 et 4.17).

Encadré 4.16

Comment les Pays-Bas déterminent le profil en coupe transversale minimal de digue devant être entretenu

Aux Pays-Bas, pour déterminer le profil en travers de la digue devant être entretenu et les occupations devant être interdites, autorisées temporairement ou sous certaines conditions, les opérateurs ou les gestionnaires de la digue envisagent l'ensemble des modes de défaillance. Le profil minimum de digue devant être entretenu est la combinaison la plus prudente des éléments suivants :

- le niveau effectif du terrain actuel (indiqué par une ligne pointillée sur la figure 4.11) ;
- la distance maximale à la digue pour laquelle des occupations peuvent générer des problèmes d'infiltrations (parfois estimée à quinze fois la hauteur de la digue mesurée depuis le pied opposé, comme indiqué à la figure 4.11, ou par une étude plus détaillée) ;
- l'emprise minimale de digue pour éviter des problèmes de stabilité de talus (indiquée par un trait continu sur le schéma) ;
- la distance minimale depuis la digue pour minimiser d'autres risques, tel le risque de rupture par surverse ;
- la marge pour de futures améliorations de la digue (seules des occupations temporaires peuvent être autorisées dans cette zone).

L'ensemble de ces points doit être pris en compte en association avec la zone de perturbation potentielle pour déterminer la proximité maximale de la digue à laquelle les occupations peuvent se situer.

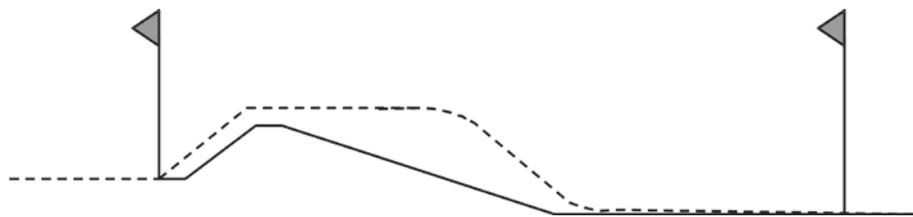


Figure 4.11 Comment déterminer le profil en coupe minimal

Encadré 4.17

Confortement d'une digue des Pays-Bas pour s'adapter à la présence d'occupations

La maison de la figure 4.12 a été laissée en place lors d'un projet d'amélioration de la digue par la mise en place d'un renforcement (notamment un mur en palplanches) derrière le mur en briques, plaçant l'habitation en dehors de la zone d'influence de la digue.

La figure 4.13 présente des renforcements pouvant être réalisés sur une digue pour s'adapter à la présence d'une canalisation. À noter que, selon les critères utilisés aux Pays-Bas, l'emprise de la digue ou les palplanches ne doivent pas être affectées par la zone de perturbation de la canalisation.



Figure 4.12 Digue le long d'un cours d'eau – maison historique du côté eau de la digue, aux Pays-Bas

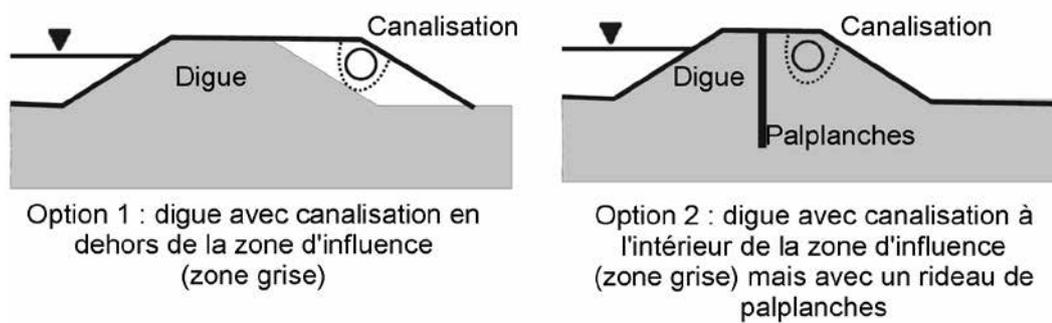


Figure 4.13 Renforcements possibles de digue pour s'adapter à la présence d'une canalisation

L'encadré 4.18 présente les résultats d'essais réalisés avec un dispositif expérimental reproduisant le franchissement par des vagues, qui mesure les dommages occasionnés au niveau des transitions avec les occupations d'une digue (dans le cas présent, des escaliers).

Encadré 4.18

Les tests démontrent que les occupations peuvent remettre en cause la résistance de la digue



Figure 4.14 Test de résistance d'une digue comportant des escaliers, aux Pays-Bas
(source : Y. Provoost, RWS, Pays-Bas)

Aux Pays-Bas, des essais de franchissement par les vagues ont été effectués sur deux sections de digue comportant des escaliers ainsi que sur une section de digue possédant un bon couvert herbacé. Les deux escaliers ont présenté une érosion au niveau de l'interface entre les marches et la digue, tandis que la digue possédant un bon couvert herbacé a montré beaucoup moins d'érosion pour un écoulement d'eau équivalent. Une comparaison a également été effectuée entre les deux escaliers. L'un d'eux a été traité avec des herbicides et ne présentait pas d'herbe d'un côté ou de l'autre. L'absence d'herbe, combinée avec des fondations instables, a conduit à une érosion importante des deux côtés de l'escalier (cf. figure 4.14).

Réparations relatives aux problèmes d'occupation

Les occupations endommagées, celles ayant été mises en place sans autorisation, ainsi que celles n'ayant pas été entretenues conformément aux conditions indiquées dans leur autorisation peuvent être sources de problèmes pour la digue.

Quelques conseils destinés à résoudre les problèmes liés aux occupations sont donnés ci-dessous :

1. lors des réparations, le propriétaire de l'occupation doit travailler en étroite collaboration avec le gestionnaire de la digue et doit faire tout son possible pour effectuer les réparations en conformité avec l'autorisation ;
2. mieux vaut retenir des méthodes de réparation qui n'affectent pas l'intégrité de la digue.
3. traiter les problèmes ayant été identifiés aussi rapidement que possible. Des réparations rapides peuvent prévenir une aggravation des problèmes ;
4. se familiariser avec les procédures locales d'autorisation s'il s'agit de programmer le traitement d'un problème d'occupation. Les règles administratives pour l'occupation diffèrent d'un pays et d'une région à l'autre. Certaines régions ont besoin d'une autorisation d'occupation distincte pour chaque tâche effectuée sur la digue. Par exemple, une autorisation peut être nécessaire pour la mise en place de l'occupation, et une autre pour effectuer des réparations ;
5. adapter le calendrier des réparations à chaque situation spécifique. Ainsi, des câbles électriques endommagés fournissant de l'électricité à un village peuvent nécessiter une réparation au cours de la saison des crues, même si des réparations à cette période ne sont généralement pas autorisées.

L'encadré 4.19 est un exemple de la manière dont une occupation complexe de digue peut tout de même être autorisée après examen.

Encadré 4.19

Installation réussie d'occupations complexes : le demandeur était sensibilisé et le processus d'évaluation a été efficace



À Riverside, dans l'État de New-York, aux États-Unis, un pont a été construit pour permettre la traversée d'une voie ferrée (cf. figure 4.15). Il s'agissait d'une demande d'autorisation potentiellement difficile (en raison du risque d'importants dommages à la digue). Elle a été facilitée par le fait que le demandeur a répondu à l'ensemble des prescriptions nécessaires pour éviter des effets négatifs. La procédure d'autorisation s'est déroulée très facilement parce qu'une procédure efficace d'évaluation était en place et que la demande était intégrale et exhaustive.

Figure 4.15 Installation autorisée d'un pont à Riverside, dans l'État de New-York, aux États-Unis.

Quand les réparations sortent du cadre de la gestion et de l'entretien

Quand la présence ou le retrait d'une occupation provoque de graves dommages nécessitant la reconstruction de la digue, un concepteur doit être consulté (cf. chapitre 9). Le concepteur doit être engagé par la personne ayant mis en place l'occupation dans la digue, ou la personne responsable de l'occupation.

4.5 GESTION DE LA VÉGÉTATION

L'objectif de la gestion de la végétation est la maîtrise systématique et permanente au niveau des digues ou à leur proximité, de façon à préserver, dans l'intérêt de la sécurité publique, l'intégrité de la digue, ses fonctions, sa visibilité et son accès.

La végétation, qu'elle soit plantée ou naturellement présente, existe en bordure des cours d'eau depuis bien avant la construction des digues. Constituée de plantes présentant des tiges dures lignifiées ou du bois, la végétation ligneuse est le plus souvent inévitable et persistante et doit être gérée si l'on veut conserver l'intégrité et la fiabilité de la digue. La gestion de la végétation au niveau ou à proximité des digues est centrée sur trois objectifs de performance de la digue :

1. la protection de la digue contre une érosion externe ;
2. la préservation d'une visibilité et d'un accès adaptés ;
3. la prévention du développement de dommages ou de défauts dus à la végétation.

Les pratiques de gestion de la végétation doivent également chercher un équilibre entre sécurité et durabilité, en minimisant les impacts environnementaux négatifs et en intégrant des objectifs relatifs aux habitats, aux paysages et à la demande sociale.

La présence d'une végétation ligneuse amène une incertitude concernant la fiabilité des performances de la digue, et les questions scientifiques associées n'ont pas été entièrement résolues (voir par exemple la synthèse effectuée par Corcoran *et al.*, 2011). Par conséquent, différents pays ont adopté, ou sont en passe de le faire, une doctrine en matière de gestion de la végétation ligneuse de leurs digues. Au-delà de similitudes dans ces doctrines nationales, il existe des différences intéressantes dans les principales préoccupations prises en compte lors de la mise au point des pratiques de gestion (par exemple la visibilité et l'accès aux États-Unis, les infiltrations et l'érosion interne le long des racines en décomposition en France, les chutes d'arbres aux Pays-Bas et en France, ainsi que les impacts fonctionnels et opérationnels en Allemagne et au Royaume-Uni).

Deux situations essentielles sont prises en compte par les politiques :

1. les lieux où la digue a été maintenue sans végétation ligneuse ;
2. les lieux où la végétation ligneuse est présente au niveau de la digue.

Dans la première situation, pratiquement toutes les doctrines et normes au niveau mondial recommandent de maintenir exclusivement une pelouse ou une couverture herbacée fauchée. Les végétaux ligneux sont exclus, sauf si des talus plantés, spécifiquement étudiés pour cela, ou d'autres mesures de ce type ont été prévus dans la conception de la digue. Ces recommandations et ces normes incluent des procédures pour la gestion et l'entretien des couvertures herbacées.

La seconde situation est plus difficile à gérer, particulièrement dans les endroits où la végétation ligneuse a été autorisée à s'établir et à se développer, ainsi que dans les endroits où une telle végétation est considérée comme étant bonne pour l'environnement, la demande sociale ou le paysage. Les contraintes budgétaires, ainsi que le choix des méthodes permettant d'éliminer correctement la végétation ligneuse sans porter atteinte à l'intégrité de la digue, sont des contraintes supplémentaires. Dans de nombreux pays, la végétation ligneuse a été conservée pendant des dizaines d'années, une situation maintenant prise en compte. Certains gestionnaires préservent la végétation ligneuse existante à condition qu'elle soit entretenue et éclaircie, ou dans des endroits et des sections de digue ou des talus surdimensionnés permettent de maintenir une telle végétation sans affecter de manière sensible l'intégrité de la digue.

4.5.1 Protection de la digue contre une érosion externe et maintien d'une visibilité et d'un accès adaptés

Les sols nus, sur les digues, sont vulnérables à une érosion externe provoquée par :

- les précipitations ;
- le vent ;
- la circulation ou les passages (de véhicules, de piétons ou d'animaux) ;
- des affouillements ;
- l'érosion par les vagues ;
- des surverses/ des franchissements de vagues.

Une telle érosion peut conduire à de nombreux désordres et à des modes potentiels de rupture tels que ceux évoqués à la section 3.5. Différents systèmes de revêtement, comme des enrochements, des couches de bitume ou de béton, ont été employés au cours du temps et dans différents pays pour protéger la surface des digues de l'érosion externe. Ceux-ci sont décrits plus en détail dans la section 4 et aux chapitres 8 et 9.

Toutefois, la mesure de protection de la surface la plus répandue, la plus résiliente et du meilleur rapport qualité-prix contre l'érosion externe reste l'entretien d'une couverture herbacée robuste en surface de la digue (cf. figure 4.16). Lorsqu'elles sont correctement entretenues, pelouses et couvertures herbacées (cf. encadré 4.20 pour les définitions) se sont révélées à la fois utiles et d'un bon rapport prix/efficacité dans la protection des digues contre l'érosion externe.



Figure 4.16 **Nouvelle couverture herbacée se développant sur la digue en retrait de Bear River, en Californie, aux États-Unis**
(source : DWR Californie)

Encadré 4.20

Pelouses et tapis herbacés

Les herbacées intéressantes sur les digues sont définies ici comme toute plante basse non ligneuse, capable de former sur le sol, seule ou associée à d'autres espèces en mélange, des tapis denses, continus et persistants. De nombreuses zones herbacées, entretenues comme des pelouses, sont utilisées pour le pâturage des animaux ou sont coupées et séchées sous forme de foin. Les pelouses ou tapis herbacés sont généralement présentés comme l'état dans lequel la masse des racines s'est développée jusqu'à lier le sol et former un tapis stable capable de résister efficacement à l'érosion.

Outre qu'ils forment une surface résistante à l'érosion externe, les herbes et le tapis herbacé présentent l'avantage de constituer une surface et un environnement agréables à l'œil et écologiquement intéressants.

Une couverture herbacée correctement gérée ne gêne pas les accès physiques ou visuels, et elle est résiliente aux circulations nécessaires. Les herbes les plus efficaces sont celles qui forment une couverture et un tapis denses. Les variétés préférables pour maintenir une couverture herbacée adaptée en un lieu donné doivent être sélectionnées en fonction du climat et des sols. Il s'agit généralement d'espèces autochtones. Dans la plupart des cas, il faut éviter les espèces invasives, même si elles peuvent former une couverture herbacée efficace. Parfois, l'utilisation d'espèces invasives est même interdite par les règlements locaux.

Une couverture herbacée en bon état met classiquement quatre ans pour se développer. Les sols sableux de certaines digues peuvent ralentir l'installation des végétaux, limiter leur développement à une partie seulement de la digue, et donc leur capacité de protection contre l'érosion. Les herbicides et autres produits chimiques présents dans l'eau affectent également la capacité de croissance de l'herbe, ou affaiblissent la résistance de la couverture herbacée.

Entretien de la végétation

Une visibilité et un accès adaptés sont essentiels à la performance et à la fiabilité de la digue. De bonnes pratiques de gestion garantissent que la végétation ne menace pas l'intégrité de la digue en empêchant ou en bloquant :

- l'accès physique nécessaire pour des opérations efficaces d'entretien, de réparation ou d'urgence ;
- la visibilité nécessaire aux inspections. Par exemple, l'effet indésirable de certains animaux fouisseurs sur l'intégrité des digues est bien connu (cf. section 4.6). La visibilité de la surface de la digue et son accès sont importants pour identifier, puis pour gérer ces animaux.

Les bonnes méthodes de gestion de la végétation, permettant d'atteindre ces objectifs, comprennent fréquemment le fauchage ou broyage de la couverture herbacée, l'élagage des branches basses des arbres, de même que l'élimination des arbres et de la végétation non herbacée. La figure 4.17 montre comment des herbes ou des végétaux ligneux non entretenus limitent la visibilité et l'accès à une digue.



Figure 4.17 Exemples d'une visibilité et d'un accès limités en raison d'herbes et de végétaux ligneux non entretenus sur la digue d'East Saint-Louis, dans l'Illinois, aux États-Unis

(source : L. F. Harder) (a),

et sur une digue du Rhône en France

(source : M. Vennetier) (b)

Parmi les méthodes efficaces de gestion de la végétation herbacée, on peut citer :

- le fauchage mécanique, le fauchage mécanique téléguidé et la tonte manuelle ;
- l'application d'herbicides ;
- la pâture par des troupeaux ;
- le brûlis.

Les bonnes pratiques de gestion du tapis herbacé sont conçues pour assurer une résistance adaptée à l'érosion en sélectionnant des espèces capables de résister aux forces érosives pour lesquelles la digue a été prévue, ainsi qu'en développant et entretenant une densité herbacée et une profondeur d'enracinement adaptées.

Encadré 4.21

Recherche en matière de fauchage de l'herbe

L'entretien de l'herbe a pour objectif d'accroître la résistance à l'érosion de la couverture herbacée en empêchant le développement de plantes ligneuses et en favorisant un assemblage varié d'espèces herbacées possédant un système racinaire pleinement développé. Bien qu'un entretien optimal de l'herbe dépende des espèces et des conditions (telles que le climat et le sol), d'une manière générale, la recherche montre que le pâturage par des moutons ou des fauchages plus fréquents produisent une couverture herbacée de meilleure qualité. Une récente étude au Royaume-Uni par l'Environment Agency a pris en compte différents paramètres des pratiques de gestion du tapis herbacé au niveau de trois sites de la région d'Anglie (Smith *et al.*, 2009). L'étude a montré que la fréquence optimale de coupe (trois fois par an ou plus) améliorait la résistance de la surface du sol à l'érosion. Une étude hollandaise a montré que le pâturage par des moutons conduit à un tapis herbacé dense et diversifié, et à une croissance racinaire plus en profondeur (induite par une lente diminution des éléments nutritifs) (Stowa, 2013).

Les figures 4.18 à 4.21 illustrent les méthodes de fauchage mécanique, d'application des herbicides, de pâture et de brûlis, et le tableau 4.8 synthétise les avantages et inconvénients de chacune de ces méthodes. Le fauchage peut être complété par une maîtrise chimique, en fonction des besoins, et sous réserve d'éventuelles restrictions locales. En Europe, l'utilisation de produits chimiques à proximité des cours d'eau est totalement interdite. Un fauchage à ras (entre cinq et dix centimètres) de la totalité de la digue est recommandé pour les inspections de même que sur les talus côté terre pour une surveillance efficace en période de crue. Le fauchage des berges doit être suspendu lorsque l'inondation est imminente, puisqu'une herbe un peu plus longue apporte une meilleure protection contre l'érosion.

Tableau 4.8 Méthodes d'entretien de la végétation

Méthode	Avantages	Désavantages
Fauchage mécanique (cf. figure 4.18)	<p>Technique</p> <ul style="list-style-type: none"> très efficace ; peut-être complété par une tonte manuelle sélective dans des zones environnementalement sensibles ou au niveau de digues présentant des obstructions ; praticable sur des herbes humides ou sèches ainsi que pour une végétation ligneuse de taille limitée. <p>Résultats</p> <ul style="list-style-type: none"> la hauteur de fauche peut être réglée ; excellent pour maintenir l'accès, la visibilité et la protection contre l'érosion. 	<p>Technique</p> <ul style="list-style-type: none"> rayon d'action ou accès limité en cas de fortes pentes ou pour des digues présentant des obstructions, tels que des arbres ou des bâtiments ; l'équipement peut être onéreux à l'achat, à l'usage et à l'entretien ; la tonte manuelle prend habituellement plus de temps que la fauche mécanique et présente des risques supplémentaires pour l'opérateur. <p>Résultats</p> <ul style="list-style-type: none"> laisser les résidus de coupe sur place peut étouffer localement le tapis herbacé.
Application d'herbicides (cf. figure 4.19)	<p>Technique</p> <ul style="list-style-type: none"> très efficace dans un espace ou une zone de travail limité(e) où la tonte ou le pâturage ne sont pas possibles. <p>Résultats</p> <ul style="list-style-type: none"> peut cibler des types de végétation spécifiques sans endommager les herbes que l'on souhaite conserver ; laisse sur place la couverture végétale favorable préexistante. 	<p>Technique</p> <ul style="list-style-type: none"> l'application a des conséquences et des limitations environnementales (interdite à moins de cinq mètres d'un cours d'eau dans la plus grande partie de l'Europe) ; peut-être chère à l'achat du matériel et en termes d'application. <p>Résultats</p> <ul style="list-style-type: none"> ne permet pas de traiter une végétation excessivement développée – le mieux est de l'utiliser en complément d'autres méthodes telles que le fauchage ou le pâturage.
Pâturage par des troupeaux (cf. figure 4.20)	<p>Technique</p> <ul style="list-style-type: none"> méthode efficace d'entretien de l'herbe tout en maintenant à la fois la couverture et le système racinaire ; efficace tant pour des herbes que pour des broussailles humides ou sèches ; l'emploi de troupeaux de chèvres et/ou de moutons peut avoir pour résultat le rabattage des végétaux ligneux et des plantes grimpantes en plus de l'entretien de l'herbe ; une conduite attentive des troupeaux est utilisée pour s'assurer que les troupeaux ne contrôlent la végétation que dans les zones souhaitées. <p>Résultats</p> <ul style="list-style-type: none"> le fumier provenant des troupeaux joue un rôle de fertilisant dans la croissance de l'herbe et des autres végétaux de couverture. 	<p>Technique</p> <ul style="list-style-type: none"> une conduite attentive des troupeaux est nécessaire pour éviter un surpâturage, lequel peut endommager la couverture herbacée et les surfaces de la digue ; les troupeaux de moutons et de chèvres ne sont pas toujours disponibles ou autorisés dans les environnements urbains. <p>Résultats</p> <ul style="list-style-type: none"> le bétail peut endommager la surface et créer des ornières sur son passage (cf. section 4.8) ; il peut exister des problèmes de qualité de l'eau ; les animaux peuvent perturber les talus et provoquer l'exportation de nutriments provenant de la digue dans les masses d'eau adjacentes.

Méthode	Avantages	Désavantages
Brûlage dirigé (cf. figure 4.21)	<p>Technique</p> <ul style="list-style-type: none"> ● méthode très bon marché pour se débarrasser des herbes ou des broussailles sèches des talus de la digue. <p>Résultats</p> <ul style="list-style-type: none"> ● probablement la méthode qui révèle le mieux l'état des talus et les surfaces d'une digue en terre. 	<p>Technique</p> <ul style="list-style-type: none"> ● la fumée du brûlis a des conséquences environnementales et n'est pas autorisée dans de nombreux endroits. <p>Résultats</p> <ul style="list-style-type: none"> ● réduit la densité de couverture – supprime l'essentiel de la couverture herbacée, et peut également réduire la densité des plantes pérennes, réduisant la résistance à une possible érosion ; ● n'est pas efficace pour herbes humides ou mouillées ; ● certains végétaux (par exemple des plantes grimpantes) ne sont pas sensibles au brûlis ; ● le brûlis peut modifier les caractéristiques du sol et altérer l'écosystème local, en appauvrissant les sols.



Figure 4.18 **Fauchage mécanique de l'herbe, en Californie, États-Unis – talus de digue en saison sèche**
(source : DWR Californie)



Figure 4.19 **Application mécanisée d'un herbicide anticotyloédones sur le talus herbacée d'une digue**



Figure 4.20 **Pâturage par des moutons et des chèvres sur une prairie et des broussailles humides au niveau d'une digue du Comté Sutter, Californie, États-Unis**
(source : L. F. Harder)



Figure 4.21 **Brûlage dirigé sur le talus d'une digue en Californie, États-Unis**
(source : L. F. Harder)

4.5.2 Prévention du développement de dommages ou de défauts provoqués par la végétation

Une rupture de digue peut être provoquée par un processus de détérioration ou un mécanisme entraînant un dommage. Les processus de détérioration (tel le déracinement d'un arbre) génèrent des dommages (comme l'érosion externe), eux-mêmes potentiellement responsables d'une brèche dans la digue. Les mécanismes provoquant des dommages peuvent directement conduire à une telle brèche. Alors que des processus lents de détérioration peuvent être gérés ou compensés avant qu'un dommage sérieux n'intervienne, un dommage à une digue pouvant conduire à une brèche doit clairement être évité.

Une végétation non entretenue, en plus de pouvoir éventuellement bloquer l'accès à la digue et gêner la visibilité, peut provoquer différents types de détériorations et conduire à des dommages significatifs sur la digue. Alors que bien des doutes subsistent sur les aspects scientifiques de ces processus de détérioration et que leur gravité puisse varier en fonction des conditions, deux éléments apparaissent clairement :

1. il est important d'empêcher le développement d'une végétation induisant des dommages et des défauts ;
2. la réponse à chaque situation doit prendre en compte des facteurs spécifiques tels que l'emplacement, les espèces ou le type de sol.

Les processus de détérioration ainsi que les mécanismes de dommages potentiels sont synthétisés dans le tableau 4.9. Le chapitre 3 traite ce sujet de manière plus exhaustive.

Tableau 4.9 Synthèse des mécanismes potentiels de détérioration associés à une végétation ligneuse sur la digue

Processus de détérioration	Rôle de la végétation ligneuse	Dommages potentiels à la digue et mécanismes impliqués (cf. chapitre 3)
Renversement ou arrachage	Le déracinement d'un grand arbre peut arracher une grande portion de la digue ou des terrains adjacents. Si cela intervient au bord du cours d'eau, la cavité résultante peut rendre la digue vulnérable à l'érosion.	Érosion externe, instabilité de talus, et érosion interne (provoquée par une infiltration dans la digue ou sous celle-ci, ou un renard hydraulique).
Pénétration des racines	Les racines, particulièrement lorsqu'elles se décomposent, peuvent modifier la perméabilité du sol ou concentrer les infiltrations le long de leur parcours.	Érosion externe et interne (provoquée par une infiltration dans la digue ou sous celle-ci, ou un renard hydraulique).
Poids de la végétation ligneuse et charge due au vent	Les effets négatifs du poids de la végétation ligneuse et de la charge ajoutée par le vent sont transférés aux talus d'une digue.	Instabilité de talus (surfaces de glissement pouvant être plus profondes que la profondeur de pénétration des racines).
Flux érosifs	La végétation ligneuse peut concentrer les courants ou créer des turbulences dans les écoulements de crue ou de surverse.	Érosion externe
Fouissage	La végétation ligneuse peut attirer des animaux fouisseurs au niveau de la digue.	Érosion interne
Facteurs empêchant une bonne croissance de l'herbe ou du tapis herbacé	La végétation ligneuse peut limiter la croissance de l'herbe ou du tapis herbacé en interceptant la lumière du soleil, en compétition pour les éléments nutritifs et l'eau, ou en diffusant des substances chimiques qui agissent comme des herbicides, avec pour résultat un sol nu et exposé en surface de la digue.	Érosion externe
Dommage au revêtement	Si le revêtement n'a pas été conçu pour la végétation, la croissance des racines et des tiges peut déplacer et désolidariser les pierres, des éléments rigides de protection de la digue, comme de l'asphalte, des pierres scellées ou des dalles de béton	Érosion externe

Alors qu'existent de nombreux mécanismes de détérioration possibles associés à la végétation ligneuse des digues (cf. tableau 4.9), celle-ci peut également présenter un certain nombre d'avantages (cf. encadré 4.22). Il est important de garder à l'esprit les risques encourus en cas d'élimination de la totalité de la végétation ligneuse des digues ou des talus végétalisés. Si la végétation doit être éliminée, un plan à long terme doit être mis en œuvre, prenant en compte la morphologie du cours d'eau et

l'accroissement potentiel des arrachements et de l'érosion. L'augmentation des risques pour la digue est l'une des raisons pour lesquelles certains gestionnaires adoptent une approche progressive pour la suppression de la végétation ligneuse (cf. encadré 4.23, Vennetier *et al.*, 2011). La végétation ligneuse peut également renforcer le sol, améliorant ainsi la stabilité de talus (cf. encadré 4.22). D'éventuels avantages apportés à la digue par une végétation ligneuse doivent toujours être mis en balance avec les mécanismes de détérioration qu'elle peut engendrer. Lorsque de tels risques existent, une stratégie de gestion de la végétation doit être mise en place et adaptée à la digue concernée.

Encadré 4.22

On observe que la végétation ligneuse améliore la stabilité des talus

Il a été bien établi, par des analyses conventionnelles de stabilité de talus et des mesures instrumentales, que la végétation ligneuse améliore la stabilité d'une forêt ou d'autres pentes végétalisées grâce à un renforcement du sol et à une réduction de la pression interstitielle par évapotranspiration. Des études, menées par Wu *et al.* (1979), Ziemer (1981), ainsi que O'Loughlin et Ziemer (1982), ont montré que les effets de renforcement des systèmes racinaires peuvent être représentés par une cohésion apparente plus importante, et que les avantages calculés à travers des analyses conventionnelles correspondaient au comportement observé. Inversement, il est noté une augmentation des phénomènes de glissement après un abattage des arbres. Des études conduites par Chok *et al.* (2004) ainsi que par Kokutse *et al.* (2006) ont mis en œuvre des calculs par éléments finis pour des sols en pente génériques, et en ont déduit des avantages similaires, même lorsque les effets ont été analysés en 3D. Les recherches ont montré des influences favorables similaires des systèmes racinaires des arbres sur la stabilité et sur le renforcement des cours d'eau et des berges (cf. par exemple Pollen et Simon, 2005, Pollen-Bankhead et Simon, 2010, ainsi que Simon *et al.*, 2011).

À noter une exception lorsque la berge du cours d'eau présente déjà des problèmes d'instabilité en raison de pentes abruptes en dessous du niveau de l'eau. Auquel cas des arbres de grande taille (d'un diamètre supérieur à trente centimètres), ou des arbres de taille moyenne (d'un diamètre supérieur à dix centimètres) en pied de berge, accroissent l'instabilité de la pente (Folton *et al.*, 1998). En France, des solutions spécifiques de stabilisation de telles rives végétalisées ont été conçues (Bonin *et al.*, 2013) mettant en œuvre des saules nains ou des arbres en taillis fréquemment recépés, comme illustré à la figure 4.22 (Vennetier *et al.*, 1998). En Californie, des talus en enrochements ont été rajoutés pour stabiliser de telles pentes érodées.

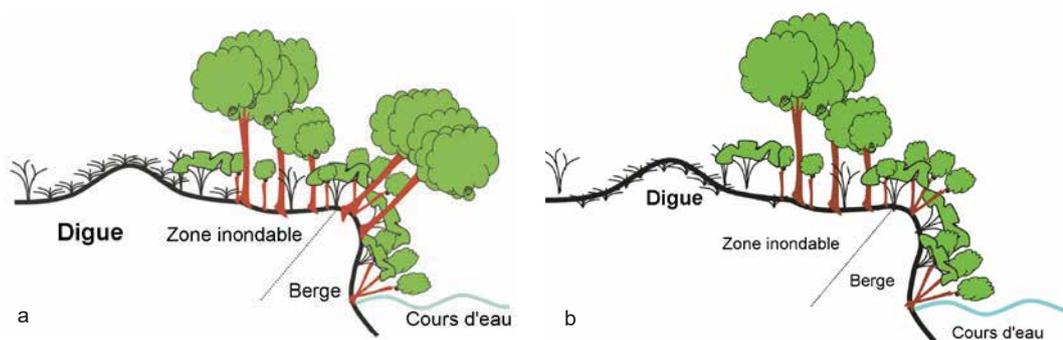


Figure 4.22 La solution adoptée en France pour remédier à la situation (a) est de n'autoriser que des situations (b) où les arbres en position basse au niveau du terrain au-dessus de la berge raide sont des saules nains ou des arbres en taillis fréquemment recépés.

Une suppression mal gérée de la végétation ligneuse peut également augmenter les risques associés avec les infiltrations et l'instabilité. C'est ainsi qu'ont été édictés des règlements et des recommandations pour l'élimination dans de bonnes conditions de la végétation ligneuse, lorsque cela est nécessaire (cf. encadré 4.23). Des inquiétudes concernant une possible atteinte à l'intégrité de la digue ont conduit de nombreux propriétaires de digue et des autorités à adopter des règles les concernant (par exemple l'USACE et le Rijkswaterstaat), de façon à mettre en place des politiques destinées à maintenir la digue et les terrains adjacents libres de toute végétation ligneuse, et à ne laisser s'établir que des herbes et des tapis herbacés fréquemment entretenus (cf. exemples de l'encadré 4.24). Dans certaines parties du monde, cette approche a été mise en œuvre avec succès. Certaines normes obligeant les digues à demeurer généralement libres de végétation ligneuse remontent à plus d'un siècle (par exemple à l'année 1737 pour ce qui concerne les circulaires relatives aux digues de la ville de Murcia, en Espagne, ou en 1905 pour les spécifications relatives aux digues publiées en Californie).

Toutefois, il s'agit d'un sujet complexe et il existe de nombreuses opinions et approches différentes de la gestion de la végétation. Chaque autorité de contrôle ou gestionnaire développe et met en œuvre des normes différentes pour la végétation. Bien que pratiquement toutes les recommandations et normes préconisent que les digues ne soient recouvertes que d'un tapis herbacé entretenu, de nombreuses

exceptions sont prévues. Par exemple, l'ensemble des organismes de régulation des digues pour lesquels de l'information a été recueillie autorisent une végétation ligneuse lorsque des dispositions ont été prises en terme d'ingénierie pour s'assurer qu'une telle végétation ne menace pas la fiabilité et la performance de la digue. Comme exemples de telles dispositions, on peut citer notamment :

- un élargissement significatif du profil de la digue ;
- l'installation d'une paroi étanche ou une forme de parement imperméable.

Ces autorités de contrôle disposent également d'un processus d'acceptation des exceptions aux règles de l'art.

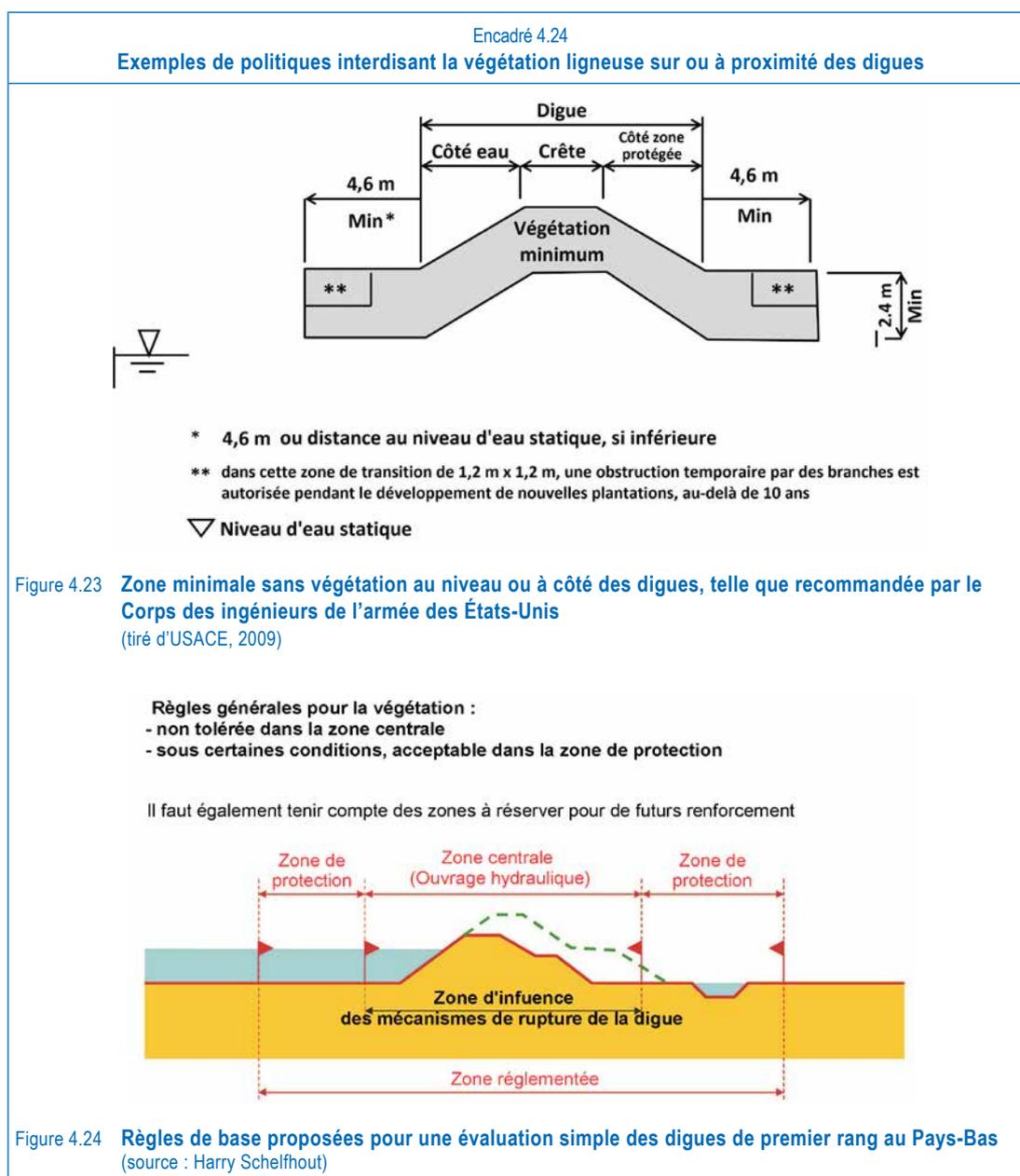
Encadré 4.23 Éliminer la végétation ligneuse des digues

Il est admis que l'approche la plus efficace pour éliminer la végétation ligneuse est de couper et d'enlever cette végétation, de retirer les souches et l'ensemble des racines principales en procédant à des excavations, puis de restaurer l'emplacement des excavations, avec si nécessaire un apport de matériaux, pour obtenir un état semblable à ce qui est observé dans les parties adjacentes non perturbées.

Toutefois, des divergences existent concernant les problèmes liés aux systèmes racinaires. Les parties prenantes ont également des niveaux différents de préoccupation par rapport au potentiel de détérioration associé avec les racines mortes laissées sur place dans une digue. L'éventail des approches est illustré par les exemples suivants :

- les normes allemandes (section 14.2.7, DIN 19712 :2013-01, DWA, 2013) exigent un enlèvement complet des souches et de l'ensemble des racines, ainsi que la reconstruction du profil conformément aux règles de conception actuelles. Des exceptions sont possibles moyennant certaines contraintes ;
- les recommandations hollandaises (Stowa, 2000) prônent, lorsque des arbres sont retirés de digues, l'élimination autant que faire se peut des racines et leur remplacement par un sol compacté. Sans quoi l'on estime que les risques d'infiltration, d'écoulement sous-jacent ou de problèmes de stabilité s'accroissent. Toutefois, alors qu'il est généralement conseillé d'extraire les plus grandes racines autour de la souche et de les remplacer par des matériaux compactés, les pratiques réelles conduisent parfois à laisser la souche résiduelle et les racines en place après avoir coupé l'arbre au ras du sol ;
- les recommandations diffusées par l'USACE (2009) conseillent, au niveau de la digue, l'enlèvement du tronc, de la souche, de la motte de racines ainsi que de l'ensemble des racines d'un diamètre supérieur à 13 millimètres. Le trou d'excavation est ensuite rempli par des matériaux équivalents au sol d'origine ou au sol adjacent et conformes aux spécifications de compactage. Toutefois, il peut être difficile pour les gestionnaires de la digue de se plier aux recommandations : celles-ci peuvent impliquer l'excavation et le remplacement d'une partie substantielle de la digue, perturbant des réseaux de services publics que les racines peuvent pénétrer, ou déstabilisant les fondations d'axes routiers majeurs lorsque le sommet de la digue sert également de route. Les coûts de la conformité peuvent être contrairement à la logique économique ;
- dans les critères établis par l'État de Californie (FloodSAFE California, 2012), la motte de racines et l'ensemble des racines d'un diamètre supérieur à 38 millimètres et situées à moins d'un mètre du tronc de l'arbre doivent être retirées et remplacées par du remblai calibré avec l'utilisation des méthodes adaptées de mise en œuvre et de compactage ;
- en France, si les racines ne peuvent pas être retirées et la digue reconstruite dans des délais rapides, il est recommandé de laisser à la fois la souche et le système racinaire en vie, de manière à permettre une repousse. Cela contribue à maintenir la vitalité et l'intégrité du système racinaire (Vennetier *et al.*, 2011). Avec le temps, il est attendu que le système racinaire finisse par mourir, et des mesures doivent alors être prises comme la reconstruction de parties concernées de la digue, l'ajout d'une paroi ou d'un parement étanche ou l'élargissement de la digue du côté terre, (Pinhas, 2011). Les recherches ont montré que les racines des arbres suivent les défauts, tels que des fissures dans une paroi étanche, et pénètrent dans le mur si cela est possible (Harder *et al.*, 2011). Cela est anticipé lorsque des mesures de renforcement sont choisies (Vennetier *et al.*, 2011). Dans l'approche française, on distingue les sols cohésifs des sols non cohésifs. Le risque de formation de conduits est beaucoup plus important pour des sols cohésifs (argileux, limoneux). En général, pour faciliter l'inspection, les arbres ne sont pas autorisés sur ou à proximité de la crête et du pied de digue.

Il est aussi souvent important de retirer le bois coupé et le système racinaire de la digue, particulièrement sur le parement côté eau. De tels débris peuvent flotter et contribuer à des embacles dangereux pour les ponts et autres ouvrages. En plus de simplement retirer les résidus de coupe, parmi les options habituellement utilisées, il est possible de déchiqueter ou de broyer les débris, ou d'attacher les troncs des arbres coupés à la berge côté eau à l'aide de câbles pour créer des habitats aquatiques.



4.5.3 Gestion de la végétation ligneuse existante pour minimiser les impacts environnementaux

Même si l'état idéal pour une digue, d'un point de vue ingénierie, est l'absence de végétation ligneuse, il est reconnu que, pour diverses raisons, cet état peut être en pratique difficile ou impossible à obtenir rapidement lorsqu'une végétation ligneuse mature est déjà en place. Dans de nombreux endroits, les arbres et autres végétations ligneuses, ainsi que les habitats associés, se sont déjà établis sur les digues. Les raisons de l'existence d'une végétation ligneuse sont notamment :

- l'âge de la digue. La plupart des digues sont anciennes, certaines datant de plusieurs siècles. Avec le temps, la végétation a eu la possibilité de se développer ou son interdiction n'a pas été respectée ;
- le manque de ressources dans des périodes où l'entretien des digues n'était pas prioritaire (par exemple en Europe pendant et immédiatement après la Seconde Guerre mondiale) ;
- des difficultés d'accès aux talus avec un équipement mécanique ;
- l'encouragement d'une végétation ligneuse pour apporter une protection supplémentaire contre l'érosion ;

- l'encouragement d'une végétation ligneuse pour favoriser la pêche et les habitats ;
- l'encouragement d'une végétation ligneuse pour des raisons de paysage et de loisirs ;
- la conviction qu'une végétation ligneuse apporte des bénéfices qui contrebalancent les risques ;
- l'inquiétude que l'élimination de la végétation ligneuse puisse porter atteinte à l'intégrité de la digue.

Malheureusement, concernant de nombreuses inquiétudes énoncées précédemment au niveau du tableau 4.9, les travaux de recherche et les retours d'expérience sur le comportement des digues font largement défaut.

De surcroît, ces deux domaines de connaissances sont parfois en contradiction en raison des multiples variables impliquées (les sols, la végétation, le climat et les caractéristiques du cours d'eau). Par exemple, à tel endroit du monde, la végétation ligneuse peut être découragée sur les talus de la digue situés côté eau en raison d'une préoccupation concernant l'érosion et les chutes d'arbres. Alors qu'ailleurs, les arbres et autres végétaux ont été plantés volontairement sur les talus côté eau pour apporter une résistance à l'érosion et une amélioration des habitats et du cadre de vie. Même dans les zones où il existe un consensus pour penser que la végétation ligneuse est défavorable à l'intégrité de la digue, il n'est souvent pas possible de quantifier ces impacts et risques potentiels.

En 2012, la recherche sur l'agencement et le comportement des racines des arbres est menée par différents organismes et universités à travers le monde (par exemple le Centre de recherche et de développement du Corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis (ERDC), le programme de recherche sur la végétation des digues de Californie de l'université de Californie, l'Irstea d'Aix-en-Provence, et la Stowa, qui est la Fondation hollandaise de recherche appliquée dans le domaine de la gestion de l'eau. Les conclusions sont provisoires. Toutefois, une majorité des recherches indiquent qu'il existe une grande diversité d'agencements des racines, et que les impacts potentiels sur l'intégrité de la digue dépendent des variétés d'arbres, des conditions de sol, du climat, de l'âge et de l'état de santé de l'arbre ainsi que d'autres facteurs. La figure 4.25 illustre quelques-unes des formes d'agencement des racines d'arbres pouvant être rencontrées au niveau des digues. Les études de Zanetti (2010, 2015), Venetier *et al.* (2011, 2015) ainsi que Chung *et al.* (2013) apportent des informations en matière de caractéristiques des racines d'arbres au niveau des digues sur la base des facteurs environnementaux présents.

Dans le même temps, de nombreux pays reconnaissent qu'une végétation ligneuse arrivée à maturité au niveau des systèmes endigués comporte une importante dimension environnementale et paysagère, et qu'il existe de nombreux inconvénients à son élimination pure et simple. Le chapitre 2 a énoncé de nombreux principes environnementaux devant être pris en compte dans la gestion d'une digue. Parmi ceux-ci figurent la nécessité de considérer de multiples usages et services, ainsi que la mise en œuvre d'approches équilibrées et souples de la gestion de l'intégrité des digues. Plusieurs pays autorisent déjà dans certaines circonstances la conservation d'une végétation ligneuse préexistante et acceptent à la fois les risques et les avantages de cette pratique. Les encadrés 4.25 et 4.26 donnent des indications générales utilisées par les syndicats de gestion des eaux hollandais pour évaluer si les arbres des digues des Pays-Bas doivent être enlevés.

Encadré 4.25

Philosophie de la gestion de la végétation ligneuse existante au niveau des digues aux Pays-Bas

« L'évaluation de la végétation existante montre qu'elle crée de manière inhérente un risque supplémentaire, mais cela (pour la durée de vie de la végétation) est acceptable si certaines conditions sont remplies. La présence de végétation peut causer des dégâts au système de défense contre les inondations, mais ces effets nuisibles ne conduisent pas immédiatement à la défaillance de cette protection. Cela implique que la présence de végétation n'est pas souhaitable d'un point de vue sécurité, mais que la végétation existante peut être tolérée si elle n'a pas pour effet immédiat la défaillance de la protection contre les inondations. »



a) Des systèmes peu profonds avec de nombreuses racines horizontales de toutes tailles, dont des grosses et des longues, et absence de pivots.

b) Système pivotant avec un très gros pivot (2,5 mètres de long, diamètre de 50 centimètres à 1 mètre de profondeur), un pivot secondaire plus petit, et des racines horizontales uniquement petites et courtes.

Remarque : seule la partie centrale des systèmes racinaires est visible à la figure 4.25 – Les systèmes racinaires s'étendent sur de grandes distances (jusqu'à plus de quinze mètres de la souche) et il a été montré qu'ils occupent densément un volume de 10 à 25 m³ chez des arbres adultes.



c) Système mixte avec quelques pivots et plusieurs grandes racines horizontales.

d) Système fasciculé (ou en cœur) avec de nombreuses racines petites à moyennes dans toutes les directions (tiré de Zanetti, 2010, Vennetier *et al.*, 2011, avec l'aimable autorisation d'Irstea Aix-en-Provence).

Figure 4.25 Formes classiques de systèmes racinaires

Encadré 4.26

Recommandations générales utilisées par les syndicats de gestion des eaux aux Pays-Bas

La pratique actuelle d'évaluation de l'impact des arbres sur les digues (cf. figure 4.26) est d'observer deux règles de base :

- l'arbre, y compris sa zone de perturbation (par exemple la loupe d'arrachement après déracinement), doit se situer en dehors de la zone d'influence de la digue ;
- la digue doit être capable de résister à de possibles impacts négatifs supplémentaires, tels que des vents forts ou des effets d'ombrage sur la végétation herbacée.

Les critères additionnels suivants (Stowa, 2010) font partie d'un cadre général développé pour pouvoir englober tous les types de digues. Ils ne s'appliquent qu'aux digues pour lesquelles le niveau d'eau ne varie pas de plus d'un mètre lors des épisodes de crue (par exemple des canaux), et s'appliquent seulement aux arbres isolés, pas à un groupe d'arbres. Ces critères, sous la forme des trois questions suivantes ont pour but d'identifier les risques les plus importants et de trouver l'équilibre entre des méthodes *fiabiles* et des méthodes *réalisables*, contraintes par la quantité de travail nécessaire pour évaluer individuellement un grand nombre d'arbres.

1. La digue est-elle conforme aux normes de sécurité sans l'arbre ? si la digue ne répond pas aux normes de sécurité sans l'arbre, aucun travail supplémentaire n'est effectué pour évaluer sa situation avec l'arbre (la présence de l'arbre ne fait qu'accroître les risques en matière de sécurité et n'améliore jamais le résultat de l'évaluation de la sécurité).
2. La digue est-elle à l'évidence stable ? Si la stabilité n'est pas remise en cause, la digue est considérée dans une situation satisfaisante, que l'arbre ait ou non un impact négatif. Il n'est pas nécessaire de procéder à une analyse complémentaire. La stabilité ne joue aucun rôle si la hauteur de la digue est inférieure à 0,5 mètre ou si la pente du talus est inférieure à 8H/1V.

Encadré 4.26 (suite)

Recommandations générales utilisées par les syndicats de gestion des eaux aux Pays-Bas

3. L'arbre est-il d'une hauteur inférieure à cinq mètres ? On postule que les arbres de moins de cinq mètres de haut n'ont pas de risque d'être abattus par le vent (sur la base des conditions de sol et de vent observées aux Pays-Bas). L'ensemble des arbres de moins de cinq mètres de haut peuvent être admis sur le sommet de la digue, le talus côté zone protégée et à proximité de la digue.

Les arbres qui ne respectent pas ces critères nécessitent une analyse plus détaillée pour déterminer leur effet potentiel sur la digue. Cette analyse détermine l'impact de l'arbre sur la digue pour chaque mécanisme de défaillance. Son approche dépend de l'emplacement de l'arbre (notamment terrains proches, pentes, sommet ou talus). Au terme de l'analyse, les arbres sont comptés soit comme une charge, soit comme un trou d'arrachage après la prise en compte d'une chute due au vent.

Les syndicats de gestion des eaux sont également intéressés par la végétation au niveau des digues en raison d'expériences telles que celle-ci :

- en 2011, aux Pays-Bas, après une période très sèche, de l'eau s'est infiltrée à travers les digues le long des racines d'un arbre. À un endroit, des sacs de sable ont été nécessaires et le niveau de l'eau a dû être abaissé pour empêcher une rupture de la digue, qui aurait probablement provoqué une inondation.



Remarque : il a été jugé impossible de conserver ces arbres car ils ne répondent pas aux critères et le trou d'arrachage recouperait le profil en travers minimal exigé.

Figure 4.26 **Les arbres sur le talus côté terre de la digue régionale (secondaire) le long du canal Pijnackerse**
(source : Stowa)

Encadré 4.27

Retour d'expérience de la gestion pratique des arbres en France

En France, il y a plus de 5 000 kilomètres de digues portant de grands arbres. Plus de 70 % de ces digues possèdent des crêtes étroites ainsi que des talus raides, et les ressources sont insuffisantes pour retirer l'ensemble de ces arbres et reconstruire les digues. Les approches généralement adoptées pour affecter un ordre de priorité aux tâches à effectuer lors du développement des plans de gestion à long terme comprennent les points suivants :

- dans les zones où il existe des arbustes ou arbres invasifs, héliophiles, à croissance rapide, un couvert d'arbres autochtones est conservé pour empêcher ces espèces d'envahir la digue ;
- les grands arbres situés en pied de digue côté terre doivent être enlevés en priorité car il a été observé qu'ils ont des impacts négatifs sur l'intégrité de la digue. On estime que de tels arbres :
 - créent des passages favorables aux infiltrations ;
 - gênent les interventions en crue et peuvent devoir être coupés en cas d'urgence ;
 - absorbent de l'eau au niveau de leurs racines, aggravant encore les problèmes d'infiltration tout en rendant ces infiltrations ou les situations de saturation difficiles à détecter ;
 - peuvent gêner pour repérer les problèmes d'efficacité des matériaux de drainage en pied de talus ;
 - peuvent obstruer les drains et les empêcher de fonctionner correctement ;
- pour des digues présentant des crêtes étroites et des talus plus raides que 50%, l'enlèvement des grands arbres constitue une priorité car ils peuvent provoquer des glissements de terrain. Cela intervient lorsque le niveau de l'eau s'abaisse rapidement après une crue, alors que la digue reste saturée. Il y a moins de cohésion, et le poids de l'arbre peut provoquer le glissement d'une grande partie de la digue ;
- limiter le diamètre et la hauteur des arbres au niveau ou à proximité de la digue contribue à éviter les chutes dues au vent. En France, de nombreuses variétés d'arbres rejettent sous forme de taillis d'un plus petit diamètre après avoir été coupés au niveau du sol, et il s'agit d'une pratique courante pour empêcher que des arbres existants ne soient déracinés par le vent ;
- couper les arbres sélectionnés au niveau du sol, en les laissant rejeter sous la forme de pousse d'un plus petit diamètre s'est révélé efficace pour diminuer le nombre des arbres de grand diamètre. Cette pratique maintient également les racines en vie, de façon à éviter à la fois leur décomposition et les infiltrations associées aux racines en décomposition. Par exemple, un arbre sur trois est coupé tous les dix ans le long de la digue, laissant les souches produire de nouvelles pousses, de manière à n'avoir que de petits arbres et que les racines restent actives ;
- avant qu'un arbre ne soit complètement mort, il est de bonne pratique en France de retirer le maximum du système racinaire. Il y a eu dix cas bien documentés d'infiltration et au moins un cas de rupture d'un barrage qui ont été associés à des circulations d'eau liées à des racines d'arbres en décomposition ;

Encadré 4.27 (suite)

Retour d'expérience de la gestion pratique des arbres en France

- en France, les leçons tirées des inondations de l'Oder en Allemagne et en Pologne en 1997 ont été intégrées (Grünwald, 1997) aux programmes de gestion à long terme. Cet épisode d'inondation a aidé à convaincre les responsables français que la végétation présente au niveau d'une digue pouvait être une menace directe lorsque les arbres sont abattus par le vent, ou une menace indirecte lorsque les racines des arbres sont arrachées au niveau des talus, conduisant à une érosion interne ou externe. Les principales causes se sont révélées être le déracinement d'arbres penchés. Quinze pour cent des brèches observées au cours de l'inondation étaient liées à une érosion externe due aux arbres, dont plusieurs brèches de grande dimension attribuées à de grands arbres poussant sur le sommet de la digue.

Plusieurs pays partagent les éléments suivants dans l'approche de gestion de la végétation ligneuse des digues pour minimiser les impacts environnementaux :

- permettre une approche souple prenant en compte la valeur de la végétation ligneuse, et permettre à celle-ci d'être présente en certains points de la digue, particulièrement si des éléments spécifiques de conception ont été intégrés, comme un surdimensionnement de la digue (se reporter par exemple à l'Environment Agency ou au Rijkswaterstaat/Stowa) ou un talus très résistant aux infiltrations et très stable. Une végétation ligneuse peut également être autorisée ou les racines des arbres laissées si une barrière contre les infiltrations a été ajoutée (par exemple une paroi étanche, Pohl, 2011, Pinhas, 2011). L'hypothèse de base est que surdimensionner la digue ou intégrer une barrière contre les racines les empêchent de pénétrer dans les parties critiques de la digue ;
- mener une évaluation initiale ou une évaluation conduisant à l'élimination de la végétation ligneuse représentant une menace évidente ou sérieuse pour l'intégrité de la digue : par exemple des arbres de grande taille ou instables présents au niveau de digues de faibles dimensions, et qui, s'ils étaient abattus par le vent, amputeraient la digue d'une partie importante de son profil – cf. FloodSAFE Californie, 2012 ;
- élaguer et/ou éclaircir la végétation ligneuse en certains points de la digue, de manière à assurer la visibilité et l'accès (cf. par exemple Smith *et al.*, 2009, FloodSAFE Californie, 2012, et encadré 4.28) ;
- envisager un travail par étapes échelonnées au cours du temps – c'est-à-dire en intervenant par phases pour l'élimination progressive de la végétation, sur de longues périodes de temps (Bonin *et al.*, 2013, FloodSAFE Californie, 2012).

L'encadré 4.28 présente des exemples venus d'Angleterre, du Pays de Galles, de France et des États-Unis sur l'utilisation de la taille et de l'éclaircie de la végétation ligneuse existante, pour garantir l'accès et la visibilité et pour maintenir l'intégrité de la digue.

Encadré 4.28

Exemples de l'utilisation de la taille et de l'éclaircie de la végétation ligneuse existante, pour garantir l'accès et la visibilité et pour maintenir l'intégrité de la digue

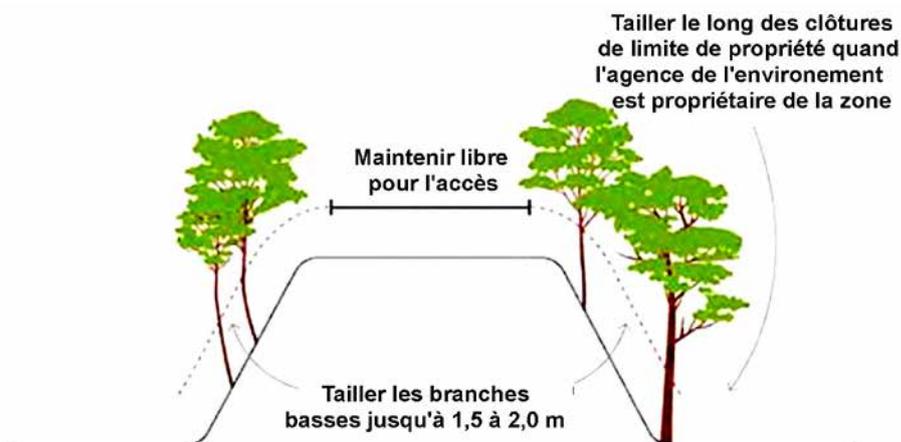
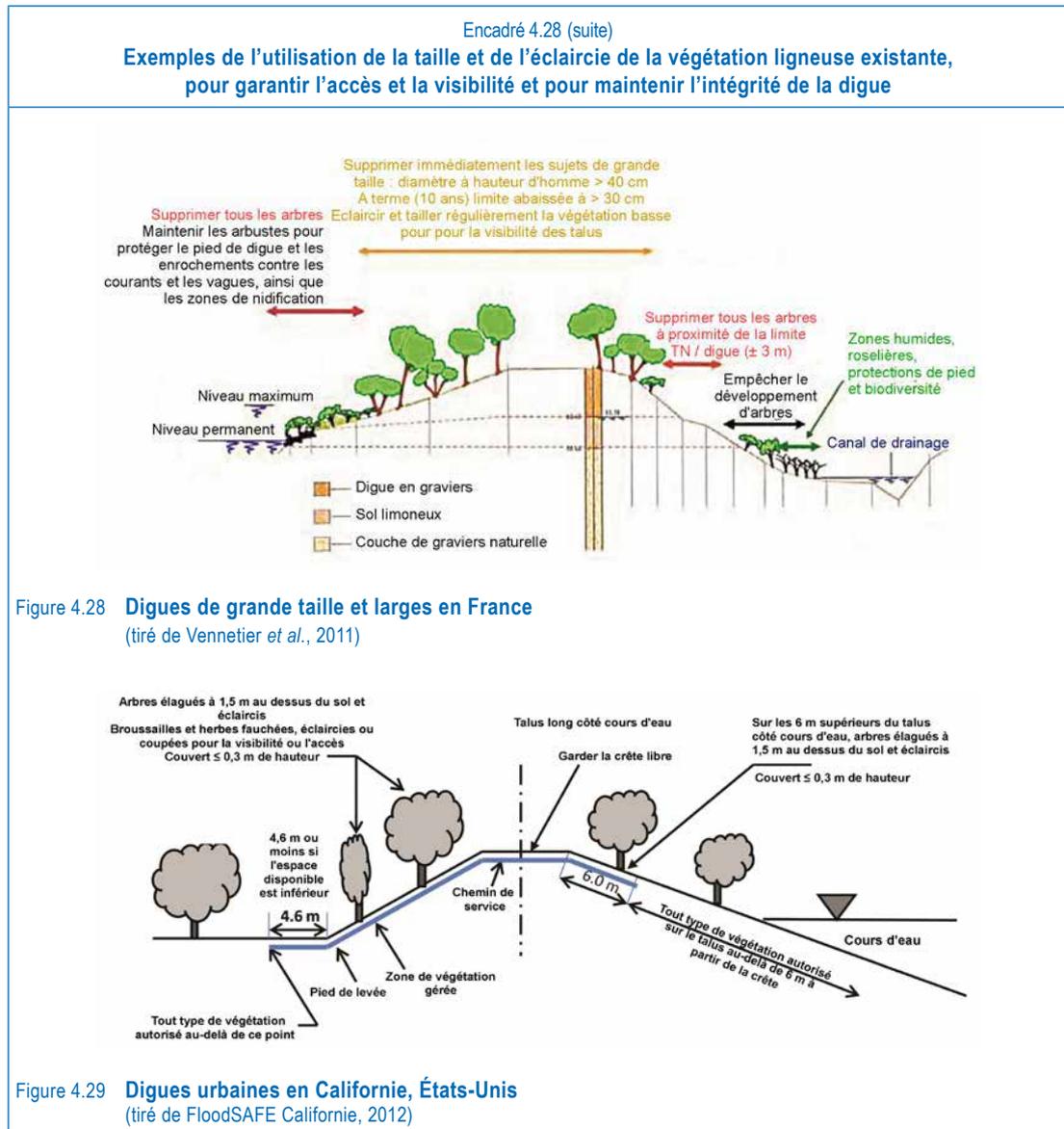


Figure 4.27 Dignes en Angleterre et au Pays de Galles
(d'après l'Environment Agency, 2010)



4.6 ANIMAUX FOUSSEURS

Les animaux fouisseurs – mammifères, amphibiens, reptiles et invertébrés –, creusent des cavités ou des tunnels dans les digues pour y habiter ou y trouver un refuge temporaire. Ces cavités peuvent être de tailles et de formes variables : du simple tunnel court et étroit, jusqu'au réseau complexe séparé par des chambres. La direction de creusement va de l'horizontale à la verticale.

Les animaux creusent également à l'intérieur des digues en raison :

- des sources de nourriture situées à proximité ;
- de l'inefficacité des mesures d'éloignement des animaux d'inondations prolongées qui les obligent à se déplacer à l'intérieur des terres ;
- des terriers abandonnés ou autres cavités n'ayant pas été comblées ;
- certains animaux (par exemple les blaireaux) creusent généralement dans un sol présentant un plan incliné.

La figure 4.30 donne des exemples de cavités réalisées par des animaux fouisseurs. Les encadrés 4.29 et 4.30 fournissent des exemples de dommages provoqués par des insectes ainsi que par d'autres animaux.

Encadré 4.29

Les insectes sont également des animaux fouisseurs

Parfois les plus grands risques pour la sécurité d'une digue proviennent de petits insectes. Au Vietnam, les termites creusent des trous et de petites galeries dans les digues, pouvant occuper jusqu'à 4 m³ par nid. Cela a par exemple été observé au niveau du delta de la rivière Rouge. À La Nouvelle Orléans, aux États-Unis, les termites ont provoqué des fuites dans des murs de lutte contre les inondations en détériorant les joints d'étanchéité situés au niveau des joints d'expansion. Cela a été observé au niveau de plusieurs canaux de décharge (par exemple *London Avenue* et *Orleans*).



Figure 4.30 **Cavités provoquées par des animaux fouisseurs, (a) plus de cinq trous par section de dix mètres de digue, et (b) un trou isolé supérieur à 15 centimètres de diamètre**

Pourquoi les animaux fouisseurs sont une source de préoccupation

Les animaux fouisseurs au niveau et autour des digues peuvent provoquer :

- une érosion interne pouvant être à l'origine de la formation de renards hydrauliques (par raccourcissement du chemin hydraulique) ;
- un affaiblissement mécanique (rives ou pentes bordant les cours d'eau) ;
- la perforation des dispositifs d'imperméabilisation ;
- la déstabilisation des maçonneries, des revêtements et des routes ;
- des effondrements ou irrégularités du profil de la crête ;
- des ouvertures en dessous du niveau de l'eau (l'entrée des terriers peut se trouver en dessous du niveau d'eau, même si la partie principale de celui-ci est située au-dessus de ce niveau) ;
- des infiltrations directes (trous traversant les digues, cf. figure 4.31).

Encadré 4.30

Brèches dans les digues provoquées par des trous d'animaux au niveau du delta du Rhône

En 1993 et 1994, on a enregistré seize brèches au niveau du delta du Rhône, dont treize provoquées par des terriers. En 2003, deux défaillances sont intervenues, sans relation avec des terriers, car plus de vingt fuites liées à des terriers avaient été réparées.

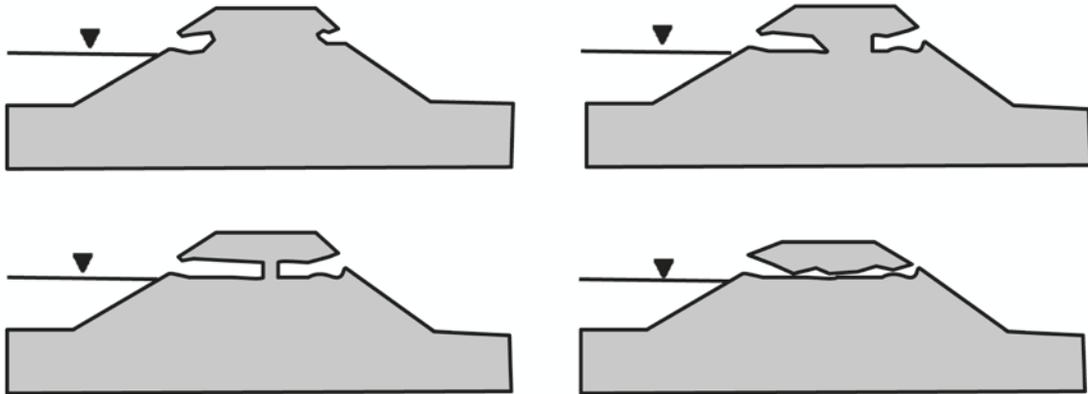


Figure 4.31 Effondrement de digue provoqué par des cavités traversantes

Composantes d'un programme de gestion des fousseurs

Les gestionnaires de digue peuvent programmer les actions suivantes :

- évaluer les types de problèmes que posent les animaux fousseurs (cf. tableau 4.10) ;
- identifier les espèces animales et les menaces potentielles correspondant à la zone concernée (cf. tableau 4.11) ;
- élaborer des plans de prévention de ces menaces à l'intégrité de la digue (cf. tableau 4.12) ;
- élaborer des plans de réparations, lorsqu'elles sont nécessaires (cf. tableau 4.13).

Les tableaux 4.10 à 4.13 proposent des recommandations dans chacun de ces domaines.

Tableau 4.10 Évaluation des types de risques liés aux animaux fousseurs

Risque	Peut-être provoqué par
Une cavité traversant (ou quasiment) la digue peut conduire à une infiltration, à une érosion interne et à la formation d'un renard hydraulique.	blaireau, lièvre, castor, écureuil fousseur, marmotte ou autre animal capable de construire un important complexe de terriers.
L'enlèvement de quantités significatives de matériaux de la digue lors du creusement des terriers peut provoquer des problèmes de stabilité de pente et de creusement des berges.	écureuil fousseur, blaireau, marmotte, ragondin ou autres animaux pouvant créer des terriers de grand diamètre ou en grand nombre.
Des trous multiples sur une section limitée de digue peuvent menacer la stabilité de la digue.	marmotte, blaireau, ragondin ou autres animaux colonisant en fortes densités.
Une cavité isolée de grande taille peut menacer la stabilité de la digue ou réduire la hauteur du sommet de la digue.	blaireau, castor, écureuil fousseur, marmotte ou autres animaux capables de mettre en place de grands terriers.
Les entrées situées sous l'eau peuvent constituer des passages d'infiltration au sein de la digue.	blaireau, loutre, rat musqué ou écrevisse de Californie. Cf. encadré 4.31 pour plus d'informations sur les problèmes liés aux écrevisses en Angleterre.

Tableau 4.11 Identification des espèces animales et des menaces potentielles correspondant à la zone

Animal	Caractéristiques classiques de la cavité
Blaireau	Le terrier (tunnel) mesure environ 40 centimètres de diamètre. Le blaireau creuse un réseau de cinq à dix tunnels, chacun de 8 à 10 mètres de long, comprenant des cheminées d'aération.
Lièvre et lapin	Les terriers (tunnels et chambres) font 10 à 20 centimètres de diamètre. Ils préfèrent les sols sableux ou limoneux. Facilement identifiables grâce à leurs crottes.
Renard	Activité d'excavation limitée. Il vit fréquemment dans des terriers abandonnés par les blaireaux.

Animal	Caractéristiques classiques de la cavité
Écureuil fouisseur	Uniquement en Amérique du Nord. Il creuse des terriers typiquement de 10 à 15 centimètres de diamètre, qui souvent traversent la totalité de la digue. Un seul écureuil peut créer un système assez élaboré de tunnels. L'activité d'une colonie peut évacuer de grands volumes.
Marmotte	Excellent fouisseur. Les terriers peuvent mesurer jusqu'à 4,3 mètres de long, avec de deux à cinq entrées.
Loutre	Les terriers peuvent être situés à terre, mais ont des entrées sous la surface de l'eau.
Ragondin	Fouisseur invasif et ravageur. Il est présent sous des climats chauds de différentes parties du monde. Ses terriers de 25 à 60 centimètres de diamètre à l'entrée sont longs de plusieurs mètres. Dans des zones où leur population est dense, les terriers peuvent être proches les uns des autres.
Rat musqué	Il est présent en Amérique du Nord et en Europe de l'Ouest. Il creuse un réseau de tunnels avec des entrées de 15 à 20 centimètres de large et toujours sous l'eau.
Belette (famille des mustélidés, comprenant l'hermine, le furet et le vison)	Elle peut vivre dans les terriers de rongeurs.
Écrevisse de Californie	Les trous d'écrevisses dans les berges forment des tunnels et des chambres où elles se réfugient pendant le jour et pendant l'hibernation. Ces tunnels peuvent affaiblir les canaux artificiels et les digues (cf. encadré 4.31).
Castor	Il est connu pour construire des barrages, des canaux et des huttes d'habitation. Les tunnels de castor peuvent mesurer jusqu'à 90 centimètres de diamètre et de 6 à 9 mètres de long. Les terriers à l'extrémité du tunnel font fréquemment plus de 90 centimètres de diamètre. Ces cavités peuvent poser des problèmes, puisque l'entrée du tunnel est souvent sous le niveau de l'eau et difficile à trouver.

Les exemples des encadrés 4.31 à 4.32 illustrent quelques-uns des effets négatifs provoqués respectivement par l'écrevisse et les castors. L'impact cumulé des trous doit être pris en compte. Dans certains cas, il a été observé qu'un barrage de castor côté rivière d'une digue était relié à des terriers d'écureuil fouisseur côté terre. La digue a failli lâcher dans ce cas en raison de la formation d'un renard hydraulique.

Encadré 4.31

Les écrevisses menacent les rives des cours d'eau en Angleterre

Au Royaume-Uni, les écrevisses importées de Californie ont provoqué de sérieux problèmes d'infiltration et même d'importantes brèches à certains endroits (cf. figure 4.32). Dans l'Oxfordshire, le long du Wolvercote Millstream, qui est un canal artificiel transportant l'eau de la Tamise navigable au-dessus de Kings Weir vers le canal d'Oxford, les problèmes d'écrevisses de Californie sont devenus si graves que des parois ont dû être installées au centre de la berge pour réparer plusieurs brèches significatives. Le Millstream domine un canal parallèle situé en contrebas, dénommé Kingsbridge Brook. Le problème initial d'écrevisses du Millstream a été identifié en 2002, et peu après, de l'eau s'échappait à travers la rive.



En deux ans, des brèches se sont formées au niveau des berges, permettant à de gros volumes d'eau de couler vers Kingsbridge Brook. Cette perte d'eau a empêché le maintien de la Tamise à un niveau compatible avec la navigation au-delà de Kings Weir. De plus, les terrains adjacents du canal en contrebas, un site d'importance communautaire pour la faune sauvage, étaient devenus trop humides pour abriter les espèces de plantes spécifiques. Pour refermer la brèche initiale, vingt mètres de pieux ont été nécessaires en 2005. Mais en 2009, des brèches supplémentaires se sont formées. En 2010, environ cent mètres de pieux supplémentaires ont été installés. En 2012, de nouvelles brèches ont été identifiées et des mesures supplémentaires de réparation des rives ont été programmées.

Figure 4.32 **Brèche dans la rive du Wolvercote Millstream, en Angleterre, provoquée par l'écrevisse de Californie**
(source : Environment Agency)

Encadré 4.32

Les castors sont un problème pour les digues aux États-Unis et aux Pays-Bas

Aux Pays-Bas, les castors peuvent chercher refuge dans les digues des cours d'eau ou maritimes lorsque le niveau de l'eau monte suffisamment dans les plaines inondables, les empêchant d'utiliser leurs terriers et leurs huttes. Il est fréquent de rencontrer des tunnels de six à neuf mètres de long. Avec une population en 2012 d'environ 700 castors, la situation est maîtrisée. Mais on s'attend à ce que la population soit dans l'avenir multipliée par dix.

Aux États-Unis, le Département de Californie pour les ressources en eau (DWR) a découvert plusieurs castors dans ses digues, dont un d'environ 32 kg. Parmi les enjeux posés par les castors en Californie, on peut citer :

- une cavité traversant directement une digue ;
- des terriers provoquant des affaissements le long des berges du cours d'eau (un problème lorsque le pied de digue est adjacent à la berge) ;
- des barrages et des huttes affectant la capacité d'écoulement du lit et réorientant l'eau vers la digue, provoquant une érosion plus importante.

Tableau 4.12 Mise au point de plans de prévention des terriers et galeries menaçant l'intégrité des digues

Plan proposé	Avantages/limites
Faucher, couper et dégager la végétation couvrant la digue	<ul style="list-style-type: none"> • perturbe les animaux et les dissuade de revenir ; • empêche le développement d'une couverture végétale dense, réduisant ainsi la tentation des animaux fouisseurs d'habiter dans la digue ; • élimine les sources de nourriture à proximité de la digue.
Mette en place un grillage infranchissable	<p>Un grillage peut être placé juste sous la surface du sol de la digue, de manière à ce que les animaux fouisseurs ne puissent pas pénétrer la structure de la digue. Cf. figure 4.33.</p> <p>Lors de la mise en place du grillage, il faut prendre en compte de :</p> <ul style="list-style-type: none"> • sa durabilité, en choisissant un matériau adapté, par exemple du métal plutôt qu'un tissu ; • la position : au-dessus ou en dessous de la terre végétale – il est généralement préférable de l'enterrer pour pouvoir le placer sur une surface dure ; • l'étendue de la protection, déterminée sur la base de l'expérience locale : s'il n'est pas mis en place sur la totalité de la digue, l'animal peut se rabattre sur une zone de deuxième choix pour creuser.
Création d'un habitat alternatif pour attirer les animaux à distance de la digue	<ul style="list-style-type: none"> • une alternative respectueuse de l'environnement ; • peut éviter de tuer les animaux ; • fournit aux espèces menacées un abri alternatif (évite les problèmes liés au fait qu'ils habitent dans la digue) ; • mais si les animaux se reproduisent, leurs petits peuvent créer des terriers au niveau de la digue.
Utilisation de pièges sous forme de cages	<p>Pièges sous forme de cage (par opposition à d'autres formes de pièges) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • possèdent moins de restrictions réglementaires du fait que les animaux piégés ne sont pas tués ; • sont très sélectifs, c'est-à-dire que les animaux non-ciblés sont relâchés ; • sont très efficaces pour des interventions ponctuelles, comme pour le ragondin. <p>Certains animaux finissent par détecter les cages. Dans ce cas, des collets à arrêtoirs respectueux des animaux, qui ne les tuent pas et qui sont sélectifs, peuvent être utilisés.</p>
Éradication par des tirs	<p>Généralement encadrée par la législation, qui peut :</p> <ul style="list-style-type: none"> • demander un permis de chasse autorisant la détention et l'emploi d'armes de chasse ; • interdire certains types d'armes et de munitions ; • imposer des périodes d'éradication (saisons), des formalités et des restrictions géographiques. <p>L'emploi de chiens ou de furets pour la chasse en terrier fait l'objet d'un encadrement réglementaire dans de nombreux pays.</p>
Utilisation d'une maîtrise chimique	<p>L'utilisation de poison pour éradiquer les animaux fouisseurs n'est pas autorisée dans certaines zones. Lorsqu'elle est autorisée, la maîtrise chimique des rongeurs s'est révélée très efficace. Les anticoagulants, par exemple, empêchent la formation de caillots sanguins et provoquent la rupture de petits capillaires. Le risque de victimes secondaires est limité par le fait que les animaux empoisonnés, fatigués, retournent dans leur terrier pour mourir, où leur carcasse n'est pas exposée aux charognards.</p>

Un programme efficace de gestion des fouisseurs doit comprendre un plan pour retirer régulièrement les animaux de la portion de digue concernée et traiter les vides qu'ils auraient déjà pu créer. Lors de la conception de tels programmes, il s'agit de bien prendre en compte :

- la législation de protection existante ou prévue ;
- la législation environnementale existante ou prévue ;
- s'il existe un moyen d'obtenir soit des dérogations à la législation soit des permis particuliers ;
- s'il existe une réglementation relative à la lutte contre certains animaux considérés comme nuisibles par l'administration (par exemple le lièvre en Angleterre).

La législation nationale, régionale et locale doit être consultée (par exemple en Angleterre le *Wildlife and Countryside Act* de 1981), en plus des conseils donnés par l'administration ou les organismes chargés de la conservation (par exemple aux Pays-Bas, l'ancien Comité de coordination national pour la maîtrise du rat musqué, maintenant intégré dans l'Union des syndicats de gestion des eaux), pour s'assurer que le programme de maîtrise des animaux fouisseurs est conforme à l'ensemble de la législation en vigueur. La législation de protection tend à être spécifique au type d'animal. Même lorsque la législation protège des animaux fouisseurs dangereux pour les digues, elle doit être appliquée lorsqu'ils doivent être déplacés de la digue.

Les législations de protection comprennent généralement des dispositions telles que l'interdiction de :

- blesser ou tuer les animaux ;
- infliger aux animaux un traitement cruel ou inhumain ;
- utiliser certaines méthodes de maîtrise des animaux, telles que le piégeage ou des produits chimiques (poisons) ;
- perturber les abris (par exemple les tunnels ou les terriers), l'alimentation ou les lieux d'accouplement ;
- interférer avec les habitats au sens large, dont les zones humides.



Figure 4.33 Pose d'un grillage en métal à la surface d'une digue
(photo Symadrem)

Les exemples de l'encadré 4.33 illustrent comment le Royaume-Uni et l'Irlande parviennent à concilier les exigences de la législation environnementale et le besoin de protéger les digues des dégâts provoqués par des excavations.

Encadré 4.33

Concilier les exigences de la réglementation environnementale et la nécessité de protéger les digues

Un terrier actif de loutre a été trouvé le long du fleuve Brick. La loutre est un animal protégé en Irlande, on a donc veillé à limiter la perturbation. Il a fallu le combler et le remplacer par un terrier artificiel qui avait sa sortie côté terre au niveau de la crête de digue.

Au Royaume-Uni, les grands campagnols et leurs lieux de repos sont entièrement protégés par le *Wildlife and Countryside Act* de 1981. Il est illégal de les capturer, de les blesser ou de les tuer délibérément, d'endommager, de détruire ou de restreindre l'accès à leurs lieux de repos ou d'alimentation, ou de les déranger dans de tels lieux. Cependant, des méthodes habituellement interdites peuvent être utilisées dans certaines circonstances si le problème ne peut pas être résolu par d'autres moyens. En Angleterre, le Gestionnaire de la vie sauvage d'Angleterre et le Service des permis gèrent les demandes de permis lorsqu'il y a des risques pour la santé publique ou de sérieux dommages potentiels pour les biens. Au Pays de Galles, des permis sont délivrés par les services de conservation de la nature de l'administration. Une brochure de conseils, décrivant la politique d'autorisation pour les grands campagnols, est disponible auprès de Natural England.

Réparation des dommages causés par les animaux fouisseurs

Une fois qu'une section de digue a été infestée par des animaux fouisseurs, les cavités doivent être traitées aussitôt que possible par l'une des méthodes indiquées au tableau ci-après.

Tableau 4.13 **Traitement des cavités**

Méthode	Détails supplémentaires
Creuser la zone autour de la cavité et la remplir par couches successives de 9 à 13 centimètres en recompactant les matériaux de manière identique aux zones adjacentes de la digue	Un inconvénient de cette méthode est que, soit le tunnel principal, soit les tunnels secondaires peuvent ne pas être repérés.
Remplir les cavités avec un liant injectable à basse pression dont la viscosité permet de correctement remplir les vides, et qui est compatible avec la composition chimique de l'eau du sol (on utilise habituellement un mélange 3/1 de ciment et de bentonite)	Lorsque les cavités creusées par les rongeurs sont correctement comblées, leur habitat est perturbé, ce qui les dissuade d'y revenir : <ul style="list-style-type: none"> • commencer à appliquer le liant à basse pression depuis la partie inférieure de la digue. Cela oblige le liant à combler l'ensemble des vides vers le haut ; • s'assurer que le liant est appliqué à basse pression et non par la seule force gravitaire, qui ne peut pas garantir que tous les vides seront comblés ; • si l'érosion interne est un problème pour cette digue, cette méthode n'est pas recommandée. En effet, l'interface entre le liant et le sol peut constituer une zone d'infiltration supplémentaire (cf. encadré 4.34).

Encadré 4.34

Application de liant à basse pression dans les digues pour combler les vides, Californie, États-Unis

Le DWR de Californie utilise, pour combler les cavités creusées par les animaux, un liant injectable à basse pression composé d'un mélange à 3/1 de ciment et de bentonite (cette dernière aide à prévenir les fissures). Au cours de la première année d'utilisation de cette méthode, le terrier moyen d'écureuil fouisseur était de 74 litres. Au cours de la seconde année, il était de 40 litres, et au cours de la troisième de 11 litres. Une évaluation des coûts, réalisée en 2011, montre que l'excavation et le comblement de tous les terriers d'animaux en Californie coûterait dix fois plus cher que leur remplissage à basse pression (Wagner 2010).

Situations dans lesquelles la réparation des dégâts causés par les animaux fouisseurs ne relève plus de l'entretien

Si l'activité de l'animal fouisseur a provoqué des dommages irréparables à la digue, le recours à un spécialiste de la conception d'ouvrages peut être nécessaire pour traiter le problème. Tel est le cas lorsque :

- l'animal fouisseur pénètre la couche imperméable, s'il y a en a une à la surface de la digue, ou si le trou est situé en dessous de la digue et permet la formation d'un renard hydraulique ;
- les cavités sont si grandes et si nombreuses qu'elles remettent en cause la stabilité du talus de la digue.

Pour l'une ou l'autre de ces raisons, il est probable qu'une partie de la digue doit être excavée et reconstruite (rénovation de la protection étanche), ou qu'un ouvrage de confortement (tels qu'une paroi moulée ou un rideau de palplanches le long de la digue) doit être mis en place.

Si l'étanchéité a été compromise, une infiltration directe à travers la digue est possible. Ne pas traiter complètement ce désordre peut entraîner une rupture de la digue. De la même manière, si l'animal fouisseur a compromis la stabilité de la digue, cela peut conduire à un glissement de talus, à un affaiblissement de la digue qui devient plus vulnérable, à une érosion externe et pour finir à un effondrement. Pour plus d'informations sur la manière dont ces processus de détérioration peuvent conduire à une rupture de digue, se reporter au chapitre 3.

4.7 ÉROSION ET CREUSEMENT DES BERGES

L'érosion est le processus consistant en l'usure d'une surface (comme une berge, une rive ou une digue) suite aux sollicitations externes causées par les crues, les vagues, le vent ou autres phénomènes naturels.

Le creusement des berges résulte de l'affaiblissement de la zone concernée ou de son glissement localisé qui se produit lorsque la pente de celle-ci devient instable.

L'affouillement est le processus d'usure d'une surface en dessous du niveau d'eau habituel (au niveau du lit).

On se référera au chapitre 3 pour plus de détails sur l'érosion et le creusement des rives.

En quoi l'érosion et le creusement des berges posent-ils problème ?

L'érosion et le creusement des rives peuvent emporter des matériaux constitutifs de la digue, affectant ainsi son épaisseur et sa densité. Après quoi des charges hydrauliques croissantes sur la berge ou la digue peuvent affaiblir encore davantage les zones touchées, d'où une probabilité de rupture plus importante lors d'événements extrêmes.

Les matériaux internes de la digue exposés à l'érosion ou au creusement des rives ne sont généralement pas conçus pour résister aux agressions externes. L'exposition directe et continue de ces matériaux aux agressions peut accélérer la détérioration de la digue (cf. encadré 4.35) et remettre en cause sa fonctionnalité. Sa réparation peut alors nécessiter des moyens dépassant le cadre de la maintenance. Les gestionnaires doivent être conscients que les phénomènes d'érosion et de creusement des berges s'amplifient si aucune action n'est entreprise. Ils doivent également se préoccuper des instabilités du lit, de la zone d'estran ou d'une quelconque partie de la digue située sous le niveau d'eau habituel, car des évolutions de terrain à proximité immédiate de la digue peuvent affecter sa stabilité.

Encadré 4.35

Effets de l'érosion sur le talus d'une digue, Park Creek, État de New-York, États-Unis

Au niveau de Park Creek, les dépôts ont concentré l'écoulement de l'eau à proximité de la digue. Puisque l'écoulement est plus intense à l'extérieur de la courbe, cette partie de la digue a été fortement érodée au cours de la crue de 2006 (cf. figure 4.34). L'érosion des matériaux meubles a progressé très rapidement après l'enlèvement de la couverture herbacée. Le site a été réparé en protégeant le pied de digue. Celui-ci n'a subi aucun dommage lors de la plus grande crue connue, en septembre 2011.



Figure 4.34 Effets de l'érosion sur le talus de la digue de Park Creek, État de New-York, États-Unis

Le tableau 4.14 dresse la liste des principales causes d'érosion et de creusement des berges et propose des solutions pour prévenir ces phénomènes.

Tableau 4.14 Comment prévenir les causes les plus fréquentes de l'érosion et du creusement des berges

Constatations	Mesures préventives
Les sollicitations de la masse d'eau adjacente à la digue (écoulement ou vagues) provoquent l'érosion.	<ul style="list-style-type: none"> • Surveiller la digue et son environnement. • Rendre compte de tout changement de géométrie ou d'écoulement du cours d'eau, ainsi que de toute évolution du trafic maritime. • Porter une attention particulière à l'extrados des courbes et méandres ainsi qu'au rétrécissement du lit. • Réduire l'effet des sollicitations hydrauliques pour minimiser les dégâts sur la digue, et, si possible, limiter le trafic maritime et/ou la vitesse des embarcations si les vagues de batillage affectent la digue.
Ruissellement de l'eau de pluie.	<ul style="list-style-type: none"> • Rendre compte de toute détérioration de la digue due au ruissellement. • Traiter tout dysfonctionnement du système de drainage (par exemple, éviter l'obstruction des pompes de drainage, des conduites ou des buses). • Maintenir l'état de surface de la digue (couvert herbacé ou autre), de façon à réduire l'érosion des particules de sol du fait de l'impact des gouttes de pluie et du ruissellement superficiel. • Détourner tout système de drainage des zones avoisinantes à distance de la digue.
Les arbres tombés déstabilisent la rive ou le talus (notamment du fait de l'arrachement des racines).	Cf. section 4.5
Accès fréquents (par exemple circulation de véhicules, des piétons, ou présence de ruminants).	Cf. section 4.8
Instabilité de talus (au-dessus du niveau d'eau).	Cf. section 4.11
Instabilité de la berge (ou une quelconque instabilité au-dessous du niveau de l'eau).	Mettre en place de nouveaux enrochements ou des laitiers de hauts fourneaux (les laitiers sont des sous-produits de l'industrie sidérurgique issus de la production de cuivre, d'acier ou de phosphore) dans le respect des réglementations environnementales. Aux Pays-Bas, ces sous-produits sont facilement disponibles et aisément mis en œuvre dans le cadre de protections de berges.

Constatations	Mesures préventives
Obstructions, courbes du cours d'eau ou nouvelle construction à proximité.	Se coordonner avec les parties prenantes en vue : <ul style="list-style-type: none"> • s'assurer que la végétation au niveau du lit du cours d'eau est convenablement entretenue ou retirée ; • enlever les embâcles ; • demander à ce que la conception de toute nouvelle construction à proximité d'une digue tienne compte des changements potentiels d'écoulement ; • suivre régulièrement les sections de digues à proximité de changements récents.
Hausse du niveau de l'eau (crue, changement de lit du cours d'eau ou changement climatique).	<ul style="list-style-type: none"> • Suivre les changements de niveau de l'eau. • Maintenir un profil favorisant un écoulement lent en cas de surverse.
Affouillement de pied de berge.	<ul style="list-style-type: none"> • Surveiller toute modification de la berge à proximité de la digue. • Si possible, protéger la berge avant que l'érosion n'affecte la digue.

Réparation des problèmes liés à l'érosion ou au creusement des rives

Parmi les mesures permettant de réparer les conséquences de l'érosion ou du creusement des rives, on peut citer :

- le remplacement de tout matériau érodé pour maintenir le profil en travers initial ;
- le remplacement ou la réparation de la protection de berge ou de pied de digue existante si elle a été endommagée.

Ces mesures sont généralement insuffisantes à empêcher la poursuite de l'érosion et du creusement des rives. Il est important d'en supprimer la cause principale en traitant directement celle-ci par des actions préventives ou curatives.

Situations dans lesquelles l'érosion ou le creusement des rives ne relèvent plus du seul entretien

Une analyse structurelle (cf. chapitre 5) peut aider à identifier précisément la vulnérabilité de la digue lorsque des matériaux de celle-ci ou de son revêtement sont emportés. Des solutions permanentes (cf. chapitre 9) à l'érosion et au creusement des rives (telles que la protection du pied de digue avec des enrochements ou un recul de la digue) peuvent être nécessaires (et demander une conception spécifique) quand :

- les mesures préventives ou curatives sont insuffisantes pour régler le problème et que l'érosion ou le creusement des rives continuent à affecter la digue ;
- la zone affectée à proximité de la digue est toujours soumise à l'érosion (affouillement ou approfondissement) après réalisation des travaux de protection ;
- se produit un changement permanent pour lequel la digue n'a pas été conçue (par exemple la construction d'un nouvel ouvrage sur la digue, tel qu'une route, ou un changement d'écoulement du cours d'eau).

4.8 DÉPRESSIONS ET ORNIÈRES

Les ornières sont des dépressions caractérisées par leur longueur plutôt que par leur largeur et leur profondeur. Elles peuvent apparaître sur toutes les parties de la digue et des rampes d'accès. Leur profondeur, de seulement quelques centimètres quand elles sont causées par le passage de véhicules ou d'animaux herbivores, peut aller jusqu'à plus de trente centimètres.

Pourquoi les dépressions et les ornières posent-elles problème ?

De l'eau stagnante dans des ornières ou des dépressions, situées au niveau de la crête de digue ou des rampes d'accès, a ensuite tendance à s'infiltrer dans la digue, faisant alors grimper son taux d'humidité ; saturation qui peut affaiblir la digue et affecter sa stabilité, particulièrement lorsqu'elle est soumise à des sollicitations élevées lors des périodes de hautes eaux. L'eau présente sur la crête ou sur les routes

d'accès peut également rendre ces zones impraticables tant pour les véhicules légers que pour les engins lourds dédiés à la lutte contre les inondations.

Le tableau 4.15 énumère les causes les plus fréquentes de dépressions et d'ornières, ainsi que la manière de les prévenir. Une dépression ou une ornière d'une profondeur supérieure à environ 0,15 mètre (d'après les recommandations d'inspection des digues de l'USACE) appelle des réparations. Si la conception de la digue était inadaptée ou imparfaite, il peut être nécessaire de revoir cette conception (les éléments à prendre en compte lors de la conception des digues ou lors de leur reconstruction sont abordés au chapitre 9).

Tableau 4.15 Comment prévenir les causes les plus fréquentes de dépressions et d'ornières

Constatations	Mesures préventives
Activités de maintenance	
Marques de passage lors du fauchage sur des talus humides.	<ul style="list-style-type: none"> Faucher en alternant l'axe de fauchage, de manière à ne pas créer d'ornières. Adapter l'engin de fauchage aux travaux à réaliser. Éviter de manœuvrer des engins lourds sur la digue lorsque celle-ci est saturée en eau.
Couvert végétal sec ou insuffisant.	S'assurer du maintien d'une bonne couverture herbacée. Les variétés d'herbes locales sont recommandées. Cf. section 4.5
Dégradation de matières organiques présentes dans le corps de digue.	Éviter d'utiliser des matières organiques en corps de digue pour la construction, la réparation ou la réhabilitation d'une digue. Ne pas laisser pourrir de souches dans la digue après avoir coupé des arbres.
Présence d'animaux fouisseurs. Le mécanisme est généralement progressif. Un terrier crée un vide au niveau de la digue, puis une sollicitation extérieure supplémentaire ou une détérioration de l'intérieur du terrier peuvent provoquer l'effondrement du toit de la cavité. En fonction du type d'animal, l'effondrement peut être localisé sur le talus ou, dans le cas de terriers plus profonds, se propager sous la crête, conduisant à son affaissement.	Cf. section 4.6
Occupations	
Fuites de canalisations situées au-dessus de la digue, en surface ou en dessous de celle-ci.	Cf. section 4.4
Usage excessif	
Circulation (piétons, animaux ou véhicules) ou charges plus importantes que ce pour quoi la digue a été conçue.	<ul style="list-style-type: none"> Recourir à un balisage et une signalisation adaptés ainsi qu'aux dispositifs de limitation du trafic, de manière à limiter le type, la fréquence et la vitesse des véhicules sur la crête aux niveaux pour lesquels la digue a été conçue. Envisager l'utilisation de chaussées adaptées à tous types de temps, par exemple avec un revêtement en calcaire ou en granit (cf. encadrés 4.36 et 4.37 pour des solutions alternatives). Autoriser l'accès au bétail léger, tels les chèvres ou les moutons, mais interdire le bétail plus lourd (comme les bovins), pouvant provoquer des dépressions.
Conception (peut nécessiter l'assistance d'un concepteur de digue)	
Tassement différentiel.	<ul style="list-style-type: none"> Compacter de manière appropriée lors de la mise en œuvre de matériaux (mesure primordiale). S'assurer que les matériaux choisis sont adaptés, en vérifiant que la réalisation est conforme à la conception.
Chaussée insuffisamment drainante, que ce soit par la pente de son profil ou à cause de la nature de ses matériaux constitutifs, ce qui augmente le risque d'ornières dues au passage de véhicules	<ul style="list-style-type: none"> Inspecter visuellement les chaussées et rampes d'accès de la digue après les pluies conséquentes afin d'identifier et de traiter les zones de stagnation d'eau qui posent problème. Réparer rapidement les défauts de drainage, afin d'empêcher que de petites concentrations d'écoulements puissent former des ornières sur la crête ou les talus de la digue, pouvant ensuite entraîner des problèmes d'érosion ou d'instabilité.

Constatations	Mesures préventives
Activités de maintenance	
Défaut de conception des matériaux employés pour construire la digue ou son revêtement en crête.	Peut nécessiter de revoir la conception de la digue ou de consulter des fournisseurs de matériaux.

Encadré 4.36

Alternative au comblement par des matériaux lourds

Dans la zone du Delta, en Californie (États-Unis), le Département des transports (CalTrans) souhaitait élargir et rectifier une section de l'autoroute 160 à proximité de Rio Vista, qui passait au sommet d'une digue vieille de 130 ans et extrêmement large, édifée sur 10,7 mètres de sols meubles. Bien que l'autoroute ait nécessité un revêtement permettant une circulation par tous temps, l'utilisation de matériaux lourds en couche d'assise aurait provoqué un enfoncement de la digue. À la place, CalTrans a donc utilisé des copeaux de bois incorporés à des matériaux minéraux.

Encadré 4.37

Alternative aux crêtes de digues revêtues de chaussées

En Angleterre et au Pays de Galles, la grande majorité des digues sont recouvertes d'herbe pour réduire l'érosion, et les crêtes sont rarement équipées de chaussées permettant une circulation par tous temps. L'Environment Agency emploie des tapis pour accéder aux zones de travaux sur les digues lorsque les conditions d'accès ne sont pas bonnes. L'accès aux digues s'effectue généralement par des pistes d'entretien en pied de digue (sous réserve de la délivrance de l'autorisation correspondante) plutôt que par des chaussées en crête.

Les inspections en période de crue, qui se font généralement à pied, empruntent les rampes d'accès et les passages transversaux. Sur la crête, des revêtements synthétiques ou des pavages protègent la digue, par exemple constitués de parements en pierre ou de revêtements en béton ajourés afin que les plantes herbacées puissent pousser au travers.

Réparation des dépressions et des ornières

Il est suggéré de procéder comme suit pour réparer les dépressions et les ornières :

1. commencer par enlever et stocker temporairement le couvert herbacé et la terre végétale s'il y a lieu ;
2. scarifier la surface sujette à la dépression et la zone adjacente pour permettre une bonne liaison des matériaux d'apport avec les matériaux d'origine. Éviter les travaux en période de gel, sans quoi il sera en outre nécessaire de décaper les matériaux gelés ;
3. ajouter les matériaux de remblai appropriés, de préférence durables comme des argiles à haute plasticité ou des argiles sableuses ou limoneuses, en couches d'un maximum de 0,15 mètre d'épaisseur avant compactage. La teneur en eau des matériaux de comblement doit se situer dans la plage définie comme acceptable avant leur mise en œuvre. Pour apprécier la teneur en eau des matériaux, il est préférable de faire appel à des spécialistes des sols ou de la réalisation de remblais (par exemple un concepteur de digue) ;
4. compacter les couches de remblai avec des engins portatifs ou mécanisés légers. Le remblaiement doit être poursuivi jusqu'à obtenir un comblement légèrement bombé au-dessus de l'ornière ou du trou, de telle manière que l'eau ne stagne plus tout en permettant un léger tassement ultérieur ;
5. remettre la terre végétale et le couvert herbacé en place. Ceux-ci doivent avoir des propriétés équivalentes au revêtement adjacent. Si le couvert herbacé d'origine n'est plus utilisable, un treillis végétal (type treillis coco) peut être utilisé conjointement à une fertilisation, un réensemencement ou un paillage pour limiter l'érosion.

Pour ce qui est des crêtes et rampes d'accès recouvertes de gravier ou de grave, il peut être pertinent de réaliser un revêtement résistant lors de réparations. Un tel traitement de surface est recommandé pour les digues opérationnelles soumises à des accès fréquents en véhicule, que ce soit lors des inspections programmées, du suivi en crue ou du fait de l'accès des riverains.

Situations dans lesquelles les dépressions et les ornières ne relèvent plus du simple entretien

Il faut envisager de consulter un concepteur de digue (de façon à identifier la source du problème et prendre les mesures appropriées) et appliquer les règles de conception dans les situations suivantes :

- une dépression a dû être comblée à plusieurs reprises (manifestation possible d'un fontis dû à un problème d'infiltration, à des animaux fouisseurs, à un tassement différentiel ou à une canalisation endommagée) ;
- un défaut de conception qui nécessite des mesures correctives. Il peut s'agir :
 - de talus trop pentus ;
 - de l'accumulation d'humidité sur une digue présentant des surfaces trop planes ;
 - de glissements de peau pouvant apparaître comme étant des ornières sur la digue, mais qui, observés plus attentivement, sont consécutifs à un déplacement vertical des matériaux de la digue ;
- l'anticipation d'un fort accroissement de la circulation de véhicules, par exemple lors de l'ouverture de la digue à la circulation publique ou lors de la réalisation d'une route à forte circulation en crête de digue. Dans un tel cas, le concepteur doit prendre en compte les fonctions à assurer à la fois par l'axe routier et par la digue. Comprendre les deux types de fonctions peut éviter des erreurs de conception comme l'utilisation d'une couche perméable en couche de fondation ou d'assise de chaussée (sur le sommet de la digue) pouvant réduire de manière non intentionnelle la hauteur fonctionnelle de la digue.

4.9 TASSEMENTS ET AFFAISSEMENTS

Tassements et affaissements entraînent un abaissement du niveau d'origine du terrain, ce qui se traduit par une perte de hauteur de la digue et des autres organes de lutte contre les inondations placés sur celle-ci. Un tassement est provoqué par une charge, alors qu'un affaissement est lié à une perte de soutien des fondations.

Pourquoi les tassements et affaissements posent-ils problème ?

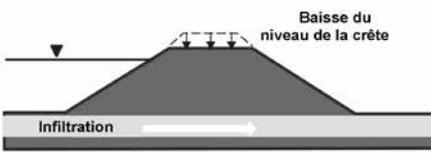
Les tassements et les affaissements diminuent tous deux la hauteur de la digue, ce qui réduit le niveau de protection contre les crues. Un tassement localisé de la crête de digue peut être facilement repéré visuellement, alors que des réductions progressives de la hauteur de la digue intervenant sur de grands linéaires peuvent ne passer inaperçus faute de suivi spécifique. Dans certains cas, les tassements peuvent provoquer des fissures transversales, potentiellement à l'origine d'érosion et finalement d'une brèche dans la digue. Si un tassement ou un affaissement provoque l'apparition d'un fontis, il peut constituer un danger à la fois pour la digue et pour toute personne circulant sur celle-ci.

Les tassements sont plus particulièrement problématiques pour les digues zonées ou celles équipées de revêtements. Les digues à structure composite sont généralement conçues avec un cœur ou un revêtement imperméable (cf. figures 3.74 à 3.78 pour des profils en travers de digues zonées). Une digue zonée qui subit des tassements peut être la manifestation du mélange entre couches argileuses et sableuses, pouvant colmater le sable et porter atteinte au fonctionnement de la digue. Si le revêtement (par exemple en pierres) d'une digue est soumis à un tassement, il est possible que ses composants se désolidarisent, amoindrissant la résistance de la digue à l'érosion externe.

Causes et mesures préventives

Tassements et affaissements peuvent être dus à l'érosion interne, à des ouvrages traversant ou encastrés ainsi qu'à des défauts de conception (cf. tableau 4.16 pour des suggestions de mesures préventives).

Tableau 4.16 Comment prévenir les causes les plus fréquentes des tassements et affaissements

Constatations	Mesures préventives
Érosion interne	
Perte de matériaux par érosion régressive  Mouvement de matériaux dû à l'érosion interne sous ou à travers la digue	<ul style="list-style-type: none"> • Une fois le point de sortie de l'érosion repéré, une digue en anneau peut être mise en place tout autour pour empêcher les particules fines d'être emportées et empêcher le tassement à condition que des mesures soient prises suffisamment tôt. • Tout doit être fait pour limiter les circulations dues aux infiltrations, de façon à ce que la perte de matériaux ne conduise pas à un tassement. • Quand des matériaux en quantités trop importantes ont déjà été emportés du fait de l'érosion interne peut être envisagée la réalisation d'un écran étanche (cf. chapitre 9). Cf. section 3.2.2.9 pour les écrans pour fondations perméables, section 6.7.2.1 pour les filtres/drains, section 6.7.3.1 pour d'autres techniques de lutte contre l'érosion interne.
Occupations et structures encastrées	
Mauvais compactage des matériaux autour des buses, des canalisations ou d'autres dispositifs réalisés après la construction initiale de la digue.	Placer un filtre en sable et un massif poids autour de la sortie de la canalisation côté zone protégée, afin de prévenir tout mouvement des matériaux à travers la digue à l'interface entre le sol et la canalisation. Lors de l'installation de canalisations dans la digue, après les travaux de réparation ou quels que soient les travaux d'excavation ou de comblement dans la zone d'influence de la digue, assurer : <ul style="list-style-type: none"> • une conception adaptée et détaillée (cf. chapitre 9) ; • un compactage adéquat (cf. chapitre 9) ; • la qualité de la réalisation.
Canalisations qui fuient à l'intérieur de la digue	L'eau qui fuit des canalisations à l'intérieur de la digue peut créer des vides à l'origine d'instabilités de talus, d'érosion interne ou d'autres problèmes. La section 4.15 – buses/canalisations – propose des méthodes pour prévenir les désordres liés aux canalisations, les entretenir ou les réparer.
Effondrement de canalisations abandonnées	Cf. section 4.15
Pompage d'eau souterraine ou d'hydrocarbures, travaux miniers	Les pompages ou les opérations minières qui affaiblissent les fondations de la digue peuvent être contrôlés grâce à un dispositif adapté de gestion de ces activités (cf. section 4.4).
Conception (peut nécessiter l'assistance d'un concepteur de digue)	
Mauvais compactage des matériaux d'origine de la digue	Cf. chapitre 9 pour des informations sur la conception des digues et les techniques de compactage.
Tassements de sols de fondation compressibles sur des surfaces limitées (pouvant être dus à la présence de terriers d'animaux fouisseurs ou à la dessiccation de la digue) (cf. exemple donné à l'encadré 4.38)	<ul style="list-style-type: none"> • Retirer si possible les matériaux de la zone affectée et les remplacer par des matériaux appropriés, puis construire ou reconstruire la digue au-dessus. • Si la zone de sol compressible est trop importante pour être enlevée et remplacée, il faut prendre en compte un tassement prévisible et en tenir compte lors de la conception de la digue. Cf. chapitres 7, 8 et 9.
Tassement ou affaissement géologique (tassement des couches de fondations sur de grandes surfaces).	<ul style="list-style-type: none"> • Construire les digues sur des fondations qui ne sont pas sujettes aux tassements. • Pour les digues existantes construites sur des zones sujettes aux tassements ou aux affaissements (par exemple à cause de phénomènes karstiques ou calcaires), ou sur des matériaux instables ou sujets à l'érosion, (par exemple l'érosion de berges), les solutions suivantes sont envisageables : <ul style="list-style-type: none"> • construction d'une digue en retrait ; • mise en place d'un suivi régulier de la digue pour s'assurer qu'elle remplit bien sa fonction jusqu'à la hauteur prévue. Cf. chapitres 7 et 8.

Constatations	Mesures préventives
<p>Tassement des matériaux constitutifs de la digue au cours du temps ou sous l'action :</p> <ul style="list-style-type: none"> de la première mise en charge hydraulique ; de charges imposées par des structures en crête de digue ; de charges provenant d'éléments extérieurs qui auraient dû être pris en compte lors de la conception, comme des véhicules d'entretien ou des charges liées aux séismes. 	<p>Les mesures préventives dans le cadre de la gestion et de l'entretien ne sont pas suffisantes. Consulter un concepteur expérimenté et se référer aux chapitres 5 et 9.</p>
<p>Tassement ou affaissement lié à un mouvement de rotation ou de translation de la digue ou de sa fondation, qu'il soit lent ou rapide.</p>	<p>Consulter un concepteur expérimenté et se référer au chapitre 9.</p>

Réparation des tassements et affaissements

Pour limiter les risques de dégradations ultérieures, il est important d'intervenir rapidement lorsqu'un tassement ou un affaissement est détecté. Les bonnes pratiques d'ingénierie consistent à réaliser des suivis topographiques et à les vérifier tous les trois à cinq ans, en fonction des conditions de sol et du tassement prévisible (cf. section 9.12.1).

Les zones de tassement peu étendues peuvent être restaurées jusqu'à la hauteur initiale en décapant la terre végétale, en scarifiant les matériaux sous-jacents, en mettant en œuvre et en compactant des matériaux conformes à ceux d'origine (perméables ou imperméables), et en remettant en place le couvert herbacé. Pour des tassements plus étendus, il peut être préférable d'ajouter des matériaux au sommet de la digue. Si une activité minière historique s'est déroulée sous la digue, elle peut l'affecter et provoquer un tassement. Bien que des activités minières historiques sous la digue puissent créer des problèmes supplémentaires de tassement, les gestionnaires sont généralement capables de les traiter, sauf si un fontis apparaît. L'encadré 4.39 donne des exemples de tassements et les réponses qui leur sont apportées.

Situations dans lesquelles les tassements et les affaissements ne relèvent plus du seul entretien

Si la digue est construite sur des fondations meubles, un concepteur doit être consulté afin d'évaluer le risque de glissement. Le risque peut être réduit lorsque les fondations sont consolidées, sauf si elles sont soumises à des infiltrations ou à des écoulements importants.

Si le tassement observé dépasse le tassement admissible, un concepteur professionnel expérimenté doit être consulté car cela peut être la manifestation de problèmes graves tels que :

- l'érosion interne dans le corps de digue ou dans ses fondations ;
- le tassement de consolidation primaire et secondaire en cours ;
- le retrait dû à la dessiccation de la digue ;
- la présence d'animaux fouisseurs ;
- la consolidation de sols de fondations provoquée par un rabattement de nappe ;
- l'érosion externe lors d'une surverse.

Encadré 4.38

Gestion des digues construites sur des argiles plastiques en France

Dans les départements de Gironde et de Charente-Maritime, les digues ont été construites initialement à partir de matériaux locaux. Dans ces secteurs, de nombreuses digues maritimes ont été édifiées sur des marais ou des zones en dépression présentant des sols meubles ou compressibles, comme des argiles plastiques ou de la tourbe (cf. figure 4.35). Même si les deux premiers mètres de sol sont généralement compactés, ils possèdent encore une forte teneur en eau et une haute plasticité. Ces digues sont susceptibles de s'affaisser, ce qui peut augmenter le risque de surverse. Une attention particulière doit être portée à l'apparition de fissures (cf. figure 4.36) et aux dépressions formées sous l'action du tassement et de ces fissures (cf. figures 4.37 et 4.38). Des mesures préventives, comme la réalisation d'un système performant de drainage en crête, doivent être mises en place dès que possible, car ce problème peut conduire à une défaillance de la digue par glissement de talus comme illustré à la figure 4.37.

Encadré 4.38 (suite)

Gestion des digues construites sur des argiles plastiques en France

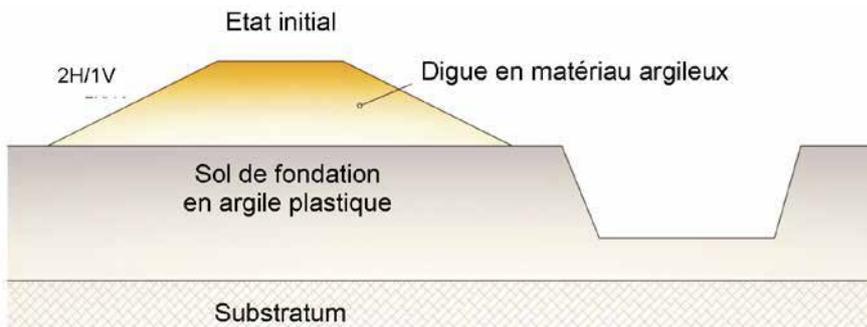


Figure 4.35 Digue historique construite sur des argiles plastiques

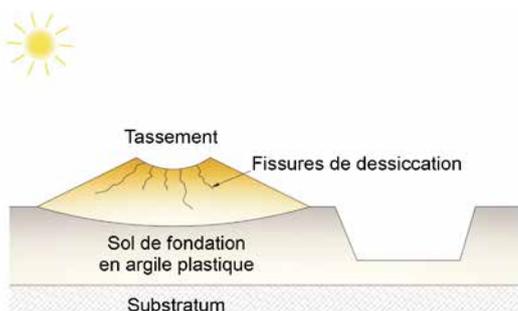


Figure 4.36 Tassement en crête de digue dû à des fondations en argiles plastiques

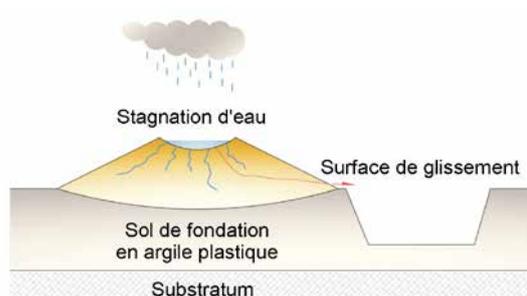


Figure 4.37 Stagnation d'eau en crête de digue suite au tassement. Peut provoquer un glissement de talus (en rouge)



Figure 4.38 Fissures préoccupantes en crête de digue. Des mesures préventives, comme l'installation d'un système de drainage, sont recommandées (avec l'aimable autorisation d'Y. Nedelec)

Encadré 4.39

Exemples de tassements et de solutions retenues

Les changements climatiques historiques à l'origine d'affaissements

Dans certaines parties du monde, un changement climatique est à l'origine d'affaissements. Par exemple, en Europe du Nord, les glaciers se sont retirés après le dernier âge glaciaire, réduisant le poids appliqué aux terrains initialement recouverts de glace. Ces terrains remontent actuellement, provoquant une rotation à la limite des zones affectées, et par réaction l'enfoncement des surfaces adjacentes. Ce phénomène est connu sous le nom d'ajustement isostatique glaciaire. La combinaison de l'ajustement isostatique glaciaire et de la hausse du niveau des mers en raison du changement climatique actuel peut réduire le niveau de protection offert par les digues.

Encadré 4.39 (suite)

Exemples de tassements et de solutions retenues**Un remède à éviter**

Mettre en œuvre des granulats perméables en crête de digue pour rétablir sa hauteur d'origine est une solution parfois utilisée lorsqu'un tassement est intervenu. Il ne s'agit pas d'une solution pertinente. Dans la région du Delta, en Californie, aux États-Unis, un remblai perméable a souvent été mis en œuvre en crête de digue, que ce soit pour maintenir la hauteur de protection contre les crues, ou pour constituer une couche de fondation pour la chaussée. Pendant plusieurs dizaines d'années, les sols de fondation de ces digues se sont consolidés et tassés, dans certains cas de 3 à 6 mètres (Lund *et al.*, 2007). Après des affaissements et rechargements en granulats successifs, les matériaux perméables ont atteint le niveau qui doit être imperméable pour assurer le bon fonctionnement de la digue, ce qui se traduit par une vulnérabilité accrue à l'érosion interne.

Solutions au tassement aux Pays-Bas

Aux Pays-Bas, les gestionnaires de digues prévoient les tempêtes ou les crues à venir, et prennent des mesures pour s'assurer que les digues résisteront. Les responsables de Zeeland ont anticipé des tassements mais ne peuvent pas rehausser leurs digues. Trois alternatives s'offrent à eux. Ils peuvent accepter le tassement et :

1. les surverses sans renforcement additionnel ;
2. renforcer le talus de la digue côté zone protégée ;
3. renforcer le talus de la digue côté zone protégée et construire une autre digue derrière la première au cas où la digue de premier rang subirait une surverse lors d'une crue.

4.10 INFILTRATIONS

Une infiltration est un mouvement d'eau au travers d'une digue ou de sa fondation. L'origine de l'infiltration peut se trouver à l'intérieur de la digue (par exemple fuites de canalisations) ou à l'extérieur de celle-ci (par exemple niveau d'eau extérieur). L'infiltration peut se produire à travers la digue, ou en dessous de celle-ci (cf. figures 4.39 et 4.40).

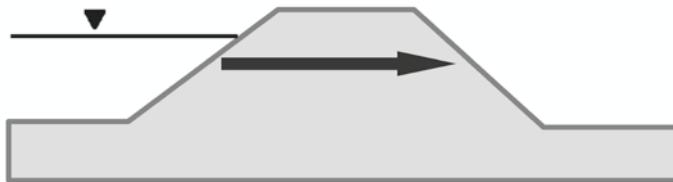


Figure 4.39 Infiltration traversante

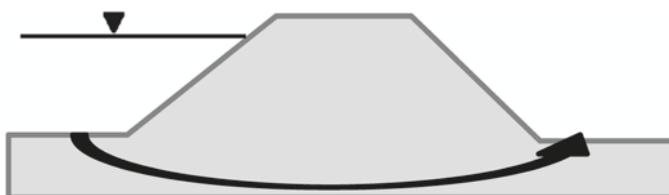


Figure 4.40 Infiltration sous-jacente

Pourquoi les infiltrations posent-elles problème ?

L'infiltration pose problème lorsqu'elle provoque la saturation de la base de la digue (cf. figure 4.41), ou si elle emporte des matériaux de la digue (érosion interne). L'existence d'une légère infiltration en pied ou en partie inférieure de talus côté zone protégée pendant une crue n'est pas nécessairement inhabituelle ou dangereuse. Suivant la durée de la crue, l'apparition d'infiltrations est normale et susceptible de se produire.

Note

Il est possible qu'aucune infiltration ne soit repérable le long du talus ou du pied de digue côté zone protégée si la crue est brève, et si le talus et les fondations sont constitués de matériaux de faible perméabilité comme des argiles.



Figure 4.41 Écoulement en pied de digue, côté zone protégée

Les infiltrations dans des digues zonées sont particulièrement préoccupantes car celles-ci sont conçues avec un cœur et/ou un revêtement de surface imperméable destiné(s) à prévenir les infiltrations (comme indiqué au chapitre 3). Une infiltration observée peut être la manifestation d'un défaut de conception, il faut donc en tenir compte comme d'un signe préoccupant. Il convient de prendre contact avec un concepteur pour en déterminer la cause.

Les gestionnaires et les services de contrôle des digues doivent garder à l'esprit que le meilleur moment pour recueillir des données (en particulier pour les infiltrations) se situe pendant les crues, lorsque la digue est en charge. Toutefois, la présence d'agents sur les digues pendant ces périodes peut poser des problèmes de sécurité. Il est rappelé que les inspections des digues doivent être réalisées en sécurité.

Causes des infiltrations

Lorsque les niveaux d'eau sont supérieurs au niveau du sol côté zone protégée, de l'eau peut s'infiltrer à travers le sol des niveaux les plus élevés vers les plus bas. Les différences de niveau induisent une pression hydraulique, l'eau ayant tendance à suivre le chemin de moindre contrainte. Les infiltrations à travers la digue peuvent être provoquées ou aggravées par les facteurs suivants :

- présence de canalisations au travers de la digue ou de sa fondation qui fuient, dont les matériaux utilisés pour la pose ou l'enrobage ont été insuffisamment compactés, ont été abandonnés, se sont corrodés ou effondrés ou sont équipées d'un filtre-drain ne fonctionnant pas correctement ;
- système racinaire en décomposition dans la digue favorisant un passage pour l'infiltration (infiltration traversante) (Aigouy *et al.*, 2006, voir également section 4.5) ;
- matériaux perméables utilisés pour la construction de la digue ou présents au niveau des fondations ;
- cavités d'animaux fouisseurs, réduisant le chemin hydraulique à travers la digue ;
- perte de capacité d'écoulement du lit du cours d'eau, qui peut provoquer une élévation du niveau d'eau, une présence de l'eau plus fréquente en pied de digue ou le long du talus côté cours d'eau, et avoir pour conséquences une augmentation de la probabilité d'infiltrations dans la digue, ou une élévation du niveau de la nappe, augmentant la probabilité d'infiltrations dans la fondation ;
- détérioration du revêtement imperméable sur le talus ;
- perforation du revêtement d'argile imperméable en raison d'activités comme le dragage ou les excavations ;
- défaut de compacité autour d'inclusions rigides (canalisations ou autres structures) au sein d'une digue en terre. Cela accroît la vulnérabilité de la digue à l'interface entre le sol et l'inclusion rigide.

Prévention des dommages provoqués par les infiltrations

Il faut signaler sans délai toute infiltration observée (particulièrement si elle s'accompagne du transport des particules de sol) aux responsables des inspections, des investigations ou du suivi (cf. chapitre 5), de façon à ce qu'ils puissent établir un plan d'action. Il faut recueillir un maximum d'informations sur l'infiltration. Les infiltrations peuvent s'aggraver successivement à chaque crue du fait des charges hydrauliques répétées. Par conséquent, il est important de surveiller et de formaliser l'évolution de ces infiltrations.

Afin de prévenir les problèmes d'infiltrations, il est conseillé d'interdire les dragages et toute excavation dans la zone d'influence de la digue.

Le tableau 4.17 explique comment prévenir les dégâts provoqués par les infiltrations.

Tableau 4.17 Comment prévenir les dommages provoqués par les infiltrations

Observations	Mesures préventives
Entretien	
Cratère de renard hydraulique (« sand boil »)	<p>Mettre en place un géotextile pour permettre à l'eau de s'écouler à travers la digue sans emporter de matériaux (cf. sections 3.2.2.6 à 3.2.2.9 relatives aux remblais drainants, couches de filtres, systèmes de drainage ainsi qu'aux barrières étanches).</p> <p>Signaler immédiatement les cratères de renards hydrauliques « sand boils » observés, quel que soit le niveau de l'eau, car ils peuvent provoquer des dégâts importants sur la digue.</p>
Arbres sur la digue (en particulier les arbres tombés ou les arbres morts ayant des racines en décomposition)	<p>Lorsque des arbres sont enlevés, s'assurer que leurs racines de plus de 13 millimètres de diamètre sont retirées et que le vide qu'elles laissent est correctement comblé avec un remblai compacté (cf. section 4.5 pour des détails sur la gestion de la végétation).</p> <p>Cf. chapitre 6 pour des informations sur les interventions d'urgence.</p>
Fissures	<p>Surveiller le talus de la digue et tout dispositif de lutte contre l'érosion interne (comme les remblais jouant le rôle de filtre drainant) afin de relever et combler les éventuelles fissures.</p> <p>Cf. sections 4.8 et 4.9.</p>
Ruissellement dû à une infiltration	<ul style="list-style-type: none"> • Limiter le ruissellement dû aux infiltrations pour prévenir l'érosion de la surface du talus. • Maintenir un bon couvert herbacé sur les talus.
Occupations et structures encastrées	
Canalisations encastrées dans la digue	<ul style="list-style-type: none"> • Utiliser un filtre granulaire autour de la canalisation pour protéger la digue des risques d'érosion interne le long de cette canalisation. • Faire passer toute nouvelle canalisation (particulièrement des canalisations sous pression) traversant la digue au-dessus du niveau de crue de projet. S'assurer qu'elles sont vérifiées après leur pose. • Vérifier périodiquement les canalisations existantes passant au-dessus, à travers ou en dessous de la digue pour repérer et traiter au plus tôt les difficultés. • Cf. section 4.15 pour plus de détails.

Observations	Mesures préventives
Conception (peut nécessiter l'assistance d'un concepteur de digue)	
<p>Présence d'eau d'infiltration en pied de digue côté zone protégée. C'est un problème car les terrains saturés en pied de digue :</p> <ul style="list-style-type: none"> limitent l'accès en véhicule, que ce soit pour l'entretien courant ou en situation de crue ; ont moins de portance, ce qui réduit la stabilité du talus côté zone protégée ; favorisent le développement de la végétation qui peut masquer l'état du terrain ou la présence d'animaux fouisseurs (la présence de plantes hydrophiles en pied de digue côté zone protégée peut être signe d'infiltration. Il faut alors déterminer l'origine de l'eau alimentant ces plantes. Un dispositif de contrôle des infiltrations peut s'avérer nécessaire). 	<p>Dans cette situation, les mesures préventives incluent :</p> <ul style="list-style-type: none"> l'aménagement du terrain côté zone protégée pour permettre un drainage des eaux à distance du talus la mise en place d'un dispositif de collecte et d'évacuation des eaux superficielles (fossé) pour contrôler l'écoulement. La mise en place de drains enterrés de collecte des eaux, qui peuvent être adaptés dans certains cas. Les eaux collectées peuvent être stockées dans un bassin, ou alors pompées et rejetées côté cours d'eau des éléments de drainage avec ou sans revêtement ; des stations de pompage ; des drains de collecte enfouis, y compris les conduites des écrans d'étanchéité interne ; des puits de décompression. <p>La conception des dispositifs de contrôle des infiltrations est évoquée au chapitre 3, leur entretien est abordé dans le tableau 4.18.</p> <p>La conception des éléments de collecte permanents doit être conforme aux principes décrits au chapitre 9.</p>
Digue ou fondation en matériaux perméables	<p>Les digues fabriquées à partir de matériaux très perméables comme du sable ou des graves, construites sur de tels matériaux ou sur des terrains karstiques ou calcaires, sont susceptibles de souffrir de problèmes d'infiltrations. Le chapitre 7 traite de la caractérisation des sites et donne des conseils sur le choix d'une implantation de digue ; le chapitre 9 donne des détails sur la conception des digues.</p>

Réparation des dégâts provoqués par les infiltrations

Pour réparer les sections de digues ayant été endommagées suite à des infiltrations :

- démonter et reconstruire la section de digue concernée avec des matériaux imperméables ou réaliser un écran étanche (voir les dispositifs de contrôle des infiltrations à la section 3.2.2) ;
- démonter la digue dans la zone affectée, recompresser les matériaux en utilisant des méthodes appropriées. Si la dégradation survient lors d'une crue empêchant la réparation d'être menée à bien immédiatement, il faut surveiller les écoulements pour détecter tout transport de matériaux, tout tassement de la crête de digue ou des talus. Il faut aussi limiter le ruissellement pour prévenir l'érosion du talus ;
- mettre en œuvre un revêtement étanche sur le côté cours d'eau de la digue.

Situations dans lesquelles les infiltrations ne relèvent plus du seul entretien

Un problème d'infiltration ne relève plus seulement de la gestion et de l'entretien quand sont observés des signes d'érosion interne, comme de l'eau trouble, la présence de boue en pied de digue côté zone protégée ou encore un tassement à proximité de la zone d'écoulement. Il faut recourir à un concepteur professionnel pour toute question d'infiltration liée à la conception, telle que l'apparition de cratères de renard hydraulique (« sand boil »). Ce phénomène peut être la manifestation d'une érosion interne, de liquéfaction ou d'une charge hydraulique critique, qui sont des mécanismes potentiellement dangereux et pouvant rapidement conduire à une brèche. Il est recommandé que le concepteur suive les prescriptions des chapitres 5 et 9.

Dispositifs de contrôle des écoulements

Les dispositifs de contrôle des écoulements sont conçus pour limiter ou faciliter l'écoulement d'eau de la digue vers son côté zone protégée sans altérer la digue. Ils peuvent également améliorer sa stabilité. Les dispositifs de contrôle des écoulements incluent les élargissements de digues, les filtres drainants, les puits de décompression, les tranchées drainantes, les drains de collecte des eaux d'infiltrations et les écrans étanches. Un soin particulier doit être apporté à la construction des écrans étanches, car ils peuvent détourner les écoulements et les concentrer vers d'autres zones de la digue.

Le tableau 4.18 propose différentes techniques pour l'entretien des dispositifs de contrôle des écoulements. L'approche générale d'entretien de ces dispositifs consiste en une surveillance périodique des écoulements d'eau pour s'assurer de leur bon fonctionnement. Un écoulement faible ou inexistant peut indiquer que l'ouvrage est colmaté, tandis qu'un écoulement excessif signale un filtre inopérant ou une augmentation de la perméabilité. Un dispositif de contrôle des écoulements colmatés peut avoir pour effet d'augmenter la charge hydraulique à l'intérieur de la digue.

Tableau 4.18 **Bonnes pratiques pour entretenir les dispositifs de contrôle des écoulements**

Dispositifs	Nature des opérations de maintenance
rechargements étanches	<ul style="list-style-type: none"> • Conserver la forme initiale du dispositif, de manière à ce qu'il continue à limiter les infiltrations. • Faucher régulièrement pour repérer les terriers ou des racines pénétrant le revêtement étanche. • Vérifier régulièrement le dispositif de drainage s'il existe. • Entretenir le dispositif d'écoulement des eaux de ruissellement, de façon à assurer un bon drainage du talus. • Surveiller la végétation à proximité (des racines d'arbres peuvent empêcher le dispositif de fonctionner correctement ou des arbres tombés peuvent avoir endommagé une partie du talus). • Ne pas endommager les couches étanches lors de réparations.
Rechargements de stabilité	<ul style="list-style-type: none"> • Conserver la forme initiale du dispositif, de manière à ce qu'il continue à assurer la stabilité de l'ouvrage. • Faucher régulièrement pour repérer les terriers ou des racines pénétrant le revêtement étanche. • Interdire toute atteinte à l'intégrité du talus (par exemple lors d'activités agricoles) qui pourrait réduire la stabilité de la digue. • Vérifier régulièrement le dispositif de drainage s'il existe. • Ne pas endommager les couches étanches, filtrantes ou drainantes lors des réparations.
Filtres drainants	<ul style="list-style-type: none"> • Conserver la forme initiale du dispositif. • Si possible, vérifier régulièrement le bon fonctionnement du drainage. • Entretenir la végétation. • Ne pas endommager les couches filtrantes et drainantes lors de réparations.
Stations de pompage (destinées à pomper les écoulements collectés pour les renvoyer vers le cours d'eau)	<ul style="list-style-type: none"> • Tester régulièrement les pompes (aux intervalles recommandés par le fabricant) pour s'assurer de leur bon fonctionnement. • Maintenir les prises d'eau et les exutoires libres de tout débris.
Puits de décompression <i>À noter que la durée de vie d'un puits de décompression est limitée. Elle dépend des conditions spécifiques à chaque projet, telles que la composition chimique de l'eau et du sol, la fréquence des écoulements à travers le puits, du type de matériaux de celui-ci et de la qualité de l'entretien.</i>	<p>Le colmatage peut empêcher le bon fonctionnement des puits. Il faut donc :</p> <ul style="list-style-type: none"> • vérifier périodiquement l'ensemble du filtre pour prévenir l'accumulation de matériaux fins emportés jusqu'à sa surface ; • vérifier des accumulations biologiques sur la crépine en raison du développement bactérien ; • lors des opérations d'entretien, mesurer l'efficacité des puits de décompression et la comparer au rendement initial de ceux-ci. • des conseils d'entretien des puits de décompression sont donnés par l'USACE (1992).
Drains de collecte des écoulements et fossés	<ul style="list-style-type: none"> • Curer les canalisations. • Faucher la végétation des fossés. • Laisser les fossés libres de débris et d'accumulation de matériaux afin de conserver leur capacité d'écoulement.
Écrans étanches	<p>Les écrans étanches ne demandent généralement pas d'entretien. Toutefois, il faut immédiatement signaler au gestionnaire toute fissure, tout affaissement ou autres anomalies observées à proximité. Si l'écran étanche est perforé lors d'une activité de gestion et d'entretien, il faut réhabiliter la zone perforée afin de retrouver les performances prévues lors de la conception.</p>

4.11 INSTABILITÉS

Un talus de digue est considéré instable quand la capacité de la digue à résister à une sollicitation extérieure (telle qu'une crue) est compromise.

Reconnaître les signes d'une instabilité

Repérer les indices visuels suivants qui peuvent être le signe d'une digue instable, que ce soit au niveau de ses talus ou de sa fondation :

1. **glissements circulaires** : ceux-ci se présentent sous la forme de volumes limités et peu profonds qui ont légèrement ou modérément glissé vers le bas en exposant la couche inférieure (ils se produisent uniquement sur les talus, sans signes visibles en crête de digue), cf. figure 4.42.

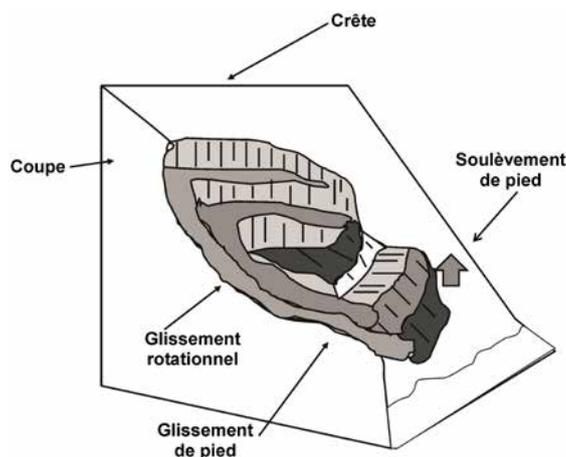


Figure 4.42 Profil en travers d'un glissement de digue

2. **Glissements plans** : ils peuvent s'observer lorsque le terrain est descendu le long du talus en laissant exposée une surface presque verticale de matériaux composant l'intérieur de la digue en partie supérieure du glissement. Il peut s'agir de surfaces relativement étendues. Le profil en travers type d'un glissement plan est reproduit en figure 4.43.

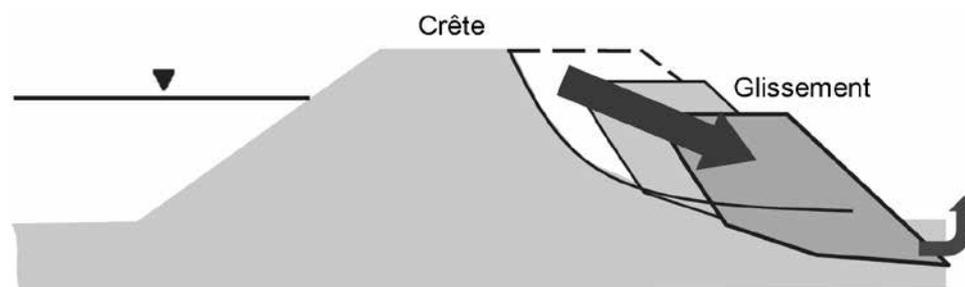


Figure 4.43 Profil en travers d'un glissement plan d'une digue

3. **Fissures de contraintes au niveau des talus ou de la crête** : lors d'un glissement, des fissures de contraintes (cf. figure 4.44) prennent la forme de fissures linéaires, simples ou multiples dans l'axe de la digue, le long de la surface de glissement ou au-dessus de celle-ci. Ces fissures peuvent mesurer de quelques centimètres à plus d'un mètre de profondeur, et peuvent avoir une longueur égale à celle du glissement. La présence d'une fissure de contrainte peut indiquer que les matériaux du talus sous la fissure se sont légèrement déplacés, sans que cela soit facilement perceptible. Une fissure de contraintes est différente d'une fissure de dessiccation, qui peut avoir une forme irrégulière et partir dans toutes les directions lorsque les matériaux du sol se rétractent et que des ouvertures apparaissent (cf. section 4.12). Toutefois, une fissure de contrainte peut être aggravée par une fissure de dessiccation.



Figure 4.44 Fissures de contrainte dans le talus d'une digue (signe qu'un glissement est en cours)

Causes des instabilités

Une instabilité peut être causée ou aggravée par l'érosion de ruissellement, des talus trop raides, de l'érosion en pied de digue, de l'érosion interne, la saturation des matériaux de la digue, des activités de construction, des mouvements de sol ou des forces sismiques. Un talus est considéré comme trop abrupt lorsque sa pente dépasse celle qui était prévue lors de la conception de la digue. L'érosion en pied de digue se produit par arrachement de matériaux. Pour plus d'informations sur l'érosion, cf. section 4.7.

Pour plus d'informations concernant le lien entre ces situations et l'instabilité des talus, cf. chapitre 3.

Prévention des instabilités

Il est possible de prévenir les instabilités par :

- des inspections régulières des digues conformément aux prescriptions du chapitre 5 ;
- des réparations des sections de digues où a été identifiée une vulnérabilité à l'instabilité ;
- le repérage des problèmes de stabilité antérieurs et l'identification de leurs causes, suivis de la mise en œuvre d'un plan d'actions correctives avec l'appui de concepteurs et le maintien de pentes modérées. Par exemple, plutôt que de remédier aux problèmes de tassement seulement en mettant en œuvre des matériaux en crête de digue avec la même emprise, vaut-il mieux s'assurer que les pentes des talus restent acceptables et élargir la digue si nécessaire.

Il peut exister d'autres formes d'instabilité globale. L'encadré 4.40 traite des moyens de prévenir l'instabilité de digues en tourbe due à l'assèchement de leurs matériaux constitutifs.

Encadré 4.40

Prévention de l'instabilité des digues en tourbe asséchées

Pendant des périodes de sécheresse prolongées, les digues en tourbe s'assèchent et peuvent se rétracter et leur masse volumique diminuer – une situation qui peut les rendre vulnérables aux surverses et aux instabilités (dues au soulèvement) et finalement conduire à une brèche. C'est ainsi que se sont rompues les digues en tourbe de Wilnis (aux Pays-Bas) ou du Grand Canal, en Irlande (1989). Aux Pays-Bas, on recourt à des mesures d'entretien à la fois structurelles et non structurelles pour empêcher la déshydratation des digues en tourbe lors des longues périodes de sécheresse.

Mesures d'entretien structurelles – elles ont pour objectifs de renforcer la digue et d'améliorer sa stabilité, et elles comprennent :

- la mise en œuvre d'un masque argileux sur le talus côté zone protégée pour réduire la déshydratation ;
- le comblement des fossés de drainage côté zone protégée avec des matériaux étanches.

Ces travaux doivent être réalisés en s'assurant au préalable qu'ils ne portent pas atteinte au fonctionnement de la digue. En effet, ils peuvent augmenter le risque d'instabilité à cause des remontées de nappes lors des crues et suite aux pluies (on notera que la mise en œuvre de revêtements imperméables côté eau, comme les palplanches, peut contribuer au dessèchement de la digue lors des périodes de sécheresse).

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Encadré 4.40 (suite)

Prévention de l'instabilité des digues en tourbe asséchées

Mesures d'entretien non structurelles – celles-ci comprennent :

- le maintien d'une végétation herbacée rase (pour réduire l'assèchement) par fauchage ou par pâturage ;
- l'augmentation du niveau de l'eau dans les fossés côté zone protégée, de manière à favoriser une réhydratation de la digue ;
- l'aspersion d'eau sur la digue (cf. figure 4.45).



Figure 4.45 **Aspersion d'eau sur une digue**
(source : Comité de l'eau de De Stichtse Rijnlanden)

Il faut veiller à ne pas trop arroser une digue, cela pouvant augmenter le risque d'instabilité. Les mesures non structurelles peuvent parfois remplacer des mesures structurelles coûteuses, mais elles nécessitent des inspections régulières de la digue au cours des périodes de sécheresse, un suivi permanent des données météorologiques pour anticiper ces sécheresses ainsi qu'un soin accru dans l'organisation des mesures d'urgence.

Si les digues en tourbe deviennent extrêmement sèches, elles risquent également de devenir hydrophobes (cf. figure 4.46). Ce phénomène est provoqué par la formation d'une pellicule autour des particules de sol organique au cours d'un processus complexe lors duquel des micro-bactéries se développent. Dans cet état hydrophobe, l'eau reste en surface au lieu d'être absorbée dans le sol. Les sols hydrophobes peuvent être traités avec un agent mouillant qui réduit la tension de surface de l'eau et lui permet de pénétrer et d'humidifier le sol. Pour plus d'informations sur les sols hydrophobes, consulter Sunderman (1983).



Figure 4.46 **Exemples de digues en tourbes hydrophobes**
(source : E. Elsen (a) et de B. James (b))

Réparation des instabilités

L'encadré 4.41 donne un exemple des différentes étapes de réparation qui peuvent être mises en œuvre dans le cadre de la maintenance. On se référera au chapitre 6 pour les réparations d'urgence et au chapitre 9 pour les confortements. Le chapitre 5 traite de l'évaluation structurelle de la digue. Il fournit des éléments pour évaluer l'état d'une digue et doit être utilisé conjointement avec le chapitre 9 pour définir les actions à mettre en œuvre.

Bien que l'ensemble des problèmes de stabilité doive être pris en considération, la liste suivante peut aider les gestionnaires à définir des priorités en terme d'urgence à procéder aux réparations.

Sont prioritaires tous les problèmes :

Tous les problèmes :

- affectant la totalité de la crête ;
- susceptibles de modifier la hauteur de la digue ;
- affectant une portion significative de la digue ;
- apparaissant au cours d'une crue ;
- pouvant réduire significativement la largeur de la digue.

Sont moins prioritaires :

- les glissements superficiels de terrain qui se produisent sur une longue période de temps (affectant soit le talus côté zone protégée, soit côté eau, mais pas les deux).

Encadré 4.41

Exemple d'étapes de réparation d'instabilité de talus à mettre en œuvre dans le cadre de la maintenance

1. purger les matériaux sujets au glissement jusqu'à la surface stable de la digue ou jusqu'à sa fondation. Si cette opération expose des matériaux drainants, une structure encastrée ou une zone instable, il faut demander conseil à un concepteur ;
2. poursuivre la purge jusqu'à obtenir une surface légèrement inclinée vers le centre de la digue ;
3. scarifier et humidifier si nécessaire, puis compacter le fond de fouille ;
4. combler et compacter le sol selon les règles de l'art après avoir traité la cause de l'instabilité : s'assurer que la teneur en eau du sol est satisfaisante, choisir un sol possédant des propriétés équivalentes à celles du sol adjacent. Le compacter en couches meubles de 0,20 mètre jusqu'à 95 % de l'optimum proctor, de façon à obtenir une compacité optimale (cf. le chapitre 9) ;
5. effectuer des tests pour vérifier le compactage et la teneur en eau. Prévoir un recouvrement d'une longueur minimale de 0,61 mètre avec la zone saine ;
6. remblayer jusqu'à obtenir une surépaisseur, puis retailler les pentes pour obtenir la géométrie de talus souhaitée. Ne pas se contenter de compacter à l'aide des chenilles des engins de terrassement (il arrive qu'un engin à chenilles soit utilisé pour faire des allers-retours dans la pente d'un remblai afin d'obtenir un semblant de compactage car la mise en œuvre d'engins de compactage classiques n'est pas toujours possible dans les pentes. Les chenilles, qui sont conçues pour limiter la charge surfacique de l'engin, ne parviennent à compacter que sur une épaisseur allant de 50 à, au mieux, 75 millimètres) ;
7. végétaliser ou revêtir le talus reconstitué de manière équivalente et continue aux sections adjacentes.

Situations dans lesquelles les instabilités ne relèvent plus du seul entretien

Lorsque des problèmes d'instabilité sont repérés, il faut solliciter un concepteur pour s'assurer qu'ils seront traités de manière appropriée. Ce recours est indispensable lorsque des matériaux constituant l'intérieur de la digue ou une structure encastrée sont apparents suite au glissement ou quand le terrain est instable. Si l'instabilité atteint la crête de digue, elle doit être traitée très rapidement. Quand plus de la moitié de la largeur utile en crête de digue est affectée, le problème doit être traité comme une urgence absolue si l'on souhaite que la digue remplisse son rôle lors d'une crue ultérieure.

Les instabilités peuvent être des manifestations de problèmes graves à l'intérieur de la digue ou de sa fondation, qui doivent être traités pour que les réparations soient pérennes. Ainsi, une instabilité localisée observée sur une digue neuve peut être due à la nature compressible des matériaux de fondation (par exemple à l'emplacement d'un paléochenal). Les problèmes de stabilité observés lors des crues peuvent être les signes avant-coureurs d'une rupture de la digue (possiblement due à la pression hydraulique au sein de la digue ou de sa fondation).

4.12 FISSURES

Les fissures sont des ouvertures longilignes présentes sur la digue. Il existe deux formes principales de fissures :

- structurelles (également appelées fissures de contraintes) ;
- de dessiccation (également appelées fissures de rétractation).

Les fissures structurelles apparaissent à la surface du sol, souvent le long des murs de soutènement ou au sommet d'un talus instable. Les fissures de dessiccation se produisent lorsque la digue est sèche et que le sol se rétracte, généralement en raison de la nature plastique des matériaux de la digue. Les fissures de dessiccation sont plus petites, mais se répartissent généralement sur des surfaces plus étendues que les fissures structurelles. À noter que les fissures structurelles peuvent être la conséquence d'un problème grave qui doit faire l'objet d'investigations afin d'en identifier les causes et de les traiter rapidement.

Pourquoi les fissures posent-elles problème ?

L'eau qui pénètre à l'intérieur de la digue par les fissures de surface peut réduire la résistance mécanique des matériaux qui la constituent. Selon la localisation des fissures, leur profondeur et leur largeur, et selon la constitution et la configuration de la digue, cette perte de résistance peut provoquer des glissements, susceptibles de compromettre à leur tour la stabilité de la digue.

Le climat, la nature des sols, le drainage des eaux de ruissellement et le revêtement de surface sont les facteurs principaux contribuant à la formation des fissures de dessiccation. Ces fissures sont plus fréquentes dans les régions à forte amplitude thermique, et là où les digues sont constituées de matériaux fins, comme des argiles ou des limons, ce qui n'est pas le cas des digues constituées de sables ou de graves. Le tableau 4.19 présente les caractéristiques des fissures de dessiccation et des fissures structurelles ainsi que les désordres causés par celles-ci, alors que l'encadré 4.42 en donne un exemple.

Encadré 4.42	
Des fissures de dessiccation de grandes dimensions peuvent être à l'origine d'infiltrations	
<p>Les printemps et étés de 2003 et 2011 aux Pays-Bas se sont caractérisés par une extrême sécheresse. Lors des inspections de digues qui ont suivi ces épisodes, de nombreuses fissures ont été relevées le long des digues. Certaines de ces fissures parmi les plus étendues se trouvaient en crête de digue, et d'autres étaient perpendiculaires à l'axe de la digue ; l'eau s'écoulait pratiquement librement à travers la digue. Sur les digues en tourbe, un masque argileux suffisamment épais ou un couvert herbacé bien entretenu peuvent contribuer à prévenir les fissures de dessiccation à l'origine d'infiltrations. Pour plus d'informations sur l'entretien du couvert herbacé, cf. Section 4.5.</p>	

Tableau 4.19 **Caractéristiques des fissures de dessiccation et des fissures structurelles**

Types de fissure	Niveau moyen de gravité	Caractéristiques	Pourquoi posent-elles problème ?
Fissures de dessiccation (cf. figure 4.47)	Faible	<ul style="list-style-type: none"> • taille variable en fonction du type de matériaux ; • apparence variable en fonction de la teneur en eau (prend souvent la forme de motifs polygonaux, pour des digues très sèches ou argileuses sujettes à la dessiccation) ; • généralement parallèles à la crête, bien qu'elles puissent également être perpendiculaires ; • généralement étroites, peu profondes et d'une longueur de 0,3 à 0,5 mètre dans le talus ou la berge adjacente ; • en principe, elles se referment au cours des périodes humides ; • habituellement plus petites que les fissures structurelles, mais elles se répartissent sur des surfaces plus étendues. 	<ul style="list-style-type: none"> • Des périodes sèches prolongées peuvent provoquer l'apparition de fissures plus ouvertes et plus profondes dans la digue. • La répétition d'épisodes humides et de sécheresses provoque un phénomène de fatigue au niveau des matériaux constitutifs de la digue, réduisant sa résistance au cisaillement et peut être à l'origine d'un glissement superficiel. • Les matériaux ou les débris peuvent pénétrer les fissures lorsqu'elles sont ouvertes et les empêcher de se fermer correctement lorsqu'elles s'humidifient.

Types de fissure	Niveau moyen de gravité	Caractéristiques	Pourquoi posent-elles problème ?
Fissure structurelles (cf. figure 4.48)	Élevé	<ul style="list-style-type: none"> développement parallèle ou perpendiculaire à la crête de digue ; conséquences de mouvements ou de contraintes subies par la digue, comme par exemple les tassements, les glissements, et les manques de portance du sol. 	<ul style="list-style-type: none"> Elles peuvent apparaître comme de petites fissures liées à de faibles déplacements et grandir ensuite de manière importante en fonction du mécanisme à l'origine de ce déplacement ou des contraintes dans la digue. Elles doivent être signalées à un géotechnicien pour une analyse de l'état des fondations.

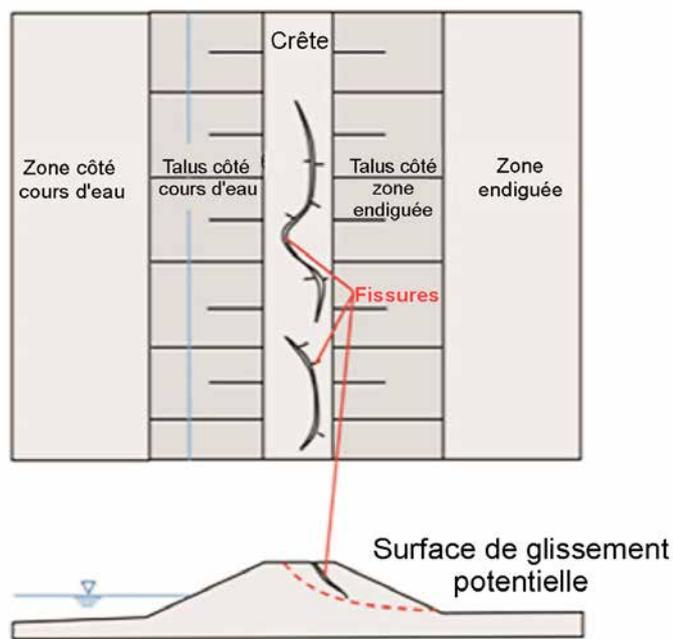


Figure 4.47 Vue en plan et profil en travers de fissures



Figure 4.48 Fissures apparues le long de la crête de digue

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Mesures préventives

Inspecter régulièrement la surface de la digue est important si l'on veut détecter les fissures dès le début de leur développement. Le tableau 4.20 dresse une liste de causes liées aux fissures qui peuvent être observées lors des inspections, et propose quelques mesures préventives.

Tableau 4.20 Comment prévenir les causes les plus fréquentes de formation de fissures

Constatations	Mesures préventives
Entretien	
Fissures qui continuent à s'ouvrir et à s'allonger	<ul style="list-style-type: none"> Inspecter périodiquement toute fissure repérée et noter toute augmentation en longueur ou en largeur. Repérer précisément les fissures actives et les inspecter chaque semaine hors charge, et au moins une fois par jour en charge. Les fissures longitudinales risquent davantage de provoquer un glissement car elles réduisent la résistance du sol. Une croissance régulière des fissures longitudinales peut être le signe que le talus est soumis à des contraintes générées par un mode de défaillance. Solliciter une analyse géotechnique pour prévenir une dégradation du talus. <p>Cf. chapitre 5 pour davantage d'informations sur les inspections visuelles.</p>
Dépressions et ornières	<ul style="list-style-type: none"> Adopter des pratiques d'entretien permettant de s'assurer que la digue reste dépourvue, dans la mesure du possible, de dépressions et d'ornières, qui retiennent l'eau susceptible de s'infiltrer dans le talus à travers les fissures superficielles ou permettent à l'eau de stagner, puis de sécher, rendant la crête plus sensible à la dessiccation et plus vulnérable en cas de surverse. <p>Cf. section 4.8 pour plus d'informations.</p>
Couvert herbacé insuffisant	<ul style="list-style-type: none"> Maintenir la protection de la surface en bon état, par exemple avec un couvert herbacé durable et bien adapté au climat. Privilégier des plantes herbacées à racines profondes pour offrir une meilleure protection de surface. Un système racinaire bien établi contribue à renforcer le sol, réduisant sa tendance au glissement. <p>Cf. section 4.5 pour plus d'informations.</p>
Fissures sur la berge adjacente à la digue	Suivre et analyser toutes les zones de fissuration visibles pour s'assurer qu'elles ne causent pas de problèmes de stabilité pouvant menacer la digue.
Au niveau de la conception	
Nature des matériaux employés (argiles, limons ou sables)	<ul style="list-style-type: none"> Connaître les matériaux du talus afin de faciliter l'évaluation de la gravité des fissures qui sont repérées. Par exemple, il est important de garder à l'esprit que les argiles très plastiques peuvent à la fois : <ul style="list-style-type: none"> former des fissures superficielles lors des périodes sèches estivales (fissures de dessiccation) lorsque la teneur en eau de la digue est réduite et que ses matériaux de surface se rétractent ; présenter des fissures pouvant parfois dépasser un mètre de profondeur durant des périodes de sécheresse prolongées, ce qui peut aller jusqu'à provoquer des infiltrations, lors de montées rapides du niveau d'eau. Garder à l'esprit que les argiles sont en général les matériaux de digues les plus durables et imperméables, alors que limons et sables sont davantage sensibles à l'érosion et aux dégâts provoqués par les eaux de surface.

Réparation des fissures

Le tableau 4.21 propose des méthodes de réparation pour des problèmes mineurs de fissuration.

Tableau 4.21 Comment réparer les fissures

Constatations	Méthode suggérée de réparation
Fissures pouvant compromettre l'intégrité du talus (typiquement des fissures structurelles)	<ul style="list-style-type: none"> Excaver l'ensemble de la zone présentant des fissures. Reconstruire la digue en utilisant des matériaux semblables à ceux des zones adjacentes avec des méthodes de remblaiement et de compactage adaptées. Réaliser des réparations temporaires jusqu'à ce que des réparations permanentes puissent être mises en œuvre. Celles-ci peuvent comprendre : <ul style="list-style-type: none"> l'utilisation de pièces de métal ou de bois pour tenir en place une géomembrane disposée sur les fissures ; la projection de matériaux, tel un béton de sol, supposés adhérer aux surfaces non végétalisées et agir comme une protection de surface. Ces produits sont nouveaux et font encore l'objet d'études (en 2012) mais peuvent présenter certains avantages. Par exemple, ils contribuent à maintenir le taux d'humidité au sein de la digue et à empêcher la formation de fissures en surface.
Fissures de dessiccation	<ul style="list-style-type: none"> Généralement, les fissures de dessiccation ne nécessitent pas de réparation, mais elles doivent être surveillées. Si elles évoluent en longueur et en ouverture ou semblent menacer l'intégrité de la digue, il faut prendre contact avec un spécialiste en géotechnique pour déterminer les mesures à prendre. Excaver la totalité de la zone présentant des fissures. Reconstruire la digue en utilisant des matériaux semblables à ceux des zones adjacentes, avec des méthodes de remblaiement et de compactage adaptées. Si les fissures de dessiccation posent problème, une solution pour empêcher leur retour régulier consiste à scarifier et à disposer de la terre végétale sur la zone présentant des fissures, puis d'engazonner pour disposer d'un bon couvert herbacé.

Situations dans lesquelles les fissures ne relèvent plus du simple entretien

Lorsque des fissures ne peuvent pas être réparées simplement et de manière permanente et lorsqu'elles s'accompagnent d'un déplacement vertical (en particulier d'un seul côté de la fissure), il faut prendre contact avec un spécialiste en géotechnique pour obtenir une assistance (cf. section 9.12.2 pour plus d'informations).

4.13 PROTECTION DU TALUS ET DU FRANC-BORD

Les talus ou les francs-bords des digues sont habituellement protégés de l'érosion des vagues ou des courants par des parements en pierres, du béton, du bitume, de la végétation ou autres matériaux naturels respectueux de l'environnement. Le type de matériaux est choisi sur la base :

- de la vulnérabilité des talus ou des francs-bords de la digue à protéger ;
- de l'impact environnemental et de l'apparence de la protection ;
- de l'adéquation de la protection au site (en particulier côtier ou fluvial) ;
- de la disponibilité des matériaux ;
- des coûts de construction et d'entretien ;
- de l'encombrement éventuel du lit du cours d'eau par cette protection.

Pour ce qui est des digues côtières et des lacs, la protection des talus et des rives est soumise au battement des marées et aux effets des vagues les plus hautes plutôt qu'à des périodes prolongées de hautes et de basses eaux. Les épisodes de tempêtes sont plus importants pour les digues côtières que pour les digues de cours d'eau, qui sont principalement sensibles à la hauteur d'eau. Dans de nombreux cas, les digues côtières sont beaucoup plus grandes et les conséquences des désordres beaucoup plus importantes. La différence entre les types d'événements subis par les digues côtières et celles de cours d'eau influe sur leur fonctionnement. Le long de la côte, les digues doivent résister à l'agression des vagues et des épisodes de plus hautes eaux. Le long des cours d'eau, les digues doivent résister à de fortes pressions hydrauliques appliquées aux ouvrages et à leurs fondations.

Pourquoi entretenir les protections de talus et de franc-bord des digues

La protection la plus courante, résistante et économique contre l'érosion externe, est une couverture herbacée bien entretenue et homogène sur toute la surface de la digue. Mais les digues sur des cours d'eau rapides, dans les courbes, dans les zones affectées par les marées ou le long de la côte sont exposées à des contraintes hydrauliques importantes, pouvant facilement dépasser la résistance de l'enherbement. L'objectif d'une protection supplémentaire des talus ou des francs-bords est d'assurer la stabilité d'un lit, d'un trait de côte ou d'une pente de digue, et de réduire les effets déstabilisants de l'érosion. Si l'entretien de cette protection n'est pas réalisé, il peut se créer une érosion lors d'une crue ou d'un orage.

Pour les digues côtières, le suivi et l'entretien des protections de talus sont essentiels car un enrochement déplacé peut être un indicateur précoce d'une déstabilisation rapide de la pente. Un bloc déplacé peut signaler que l'impact des vagues est plus important que ce qui avait été prévu lors de la conception ou que le sol de fondation (zone de marnage) est touché par l'érosion, un tassement ou des problèmes de liquéfaction. Une attention particulière doit être portée à la protection du pied des digues côtières, puisque de nombreux problèmes de stabilité de pente débutent par des enrochements emportés à ce niveau (ce qui est parfois difficile à détecter).

Méthodes de protection et d'entretien des talus ou des francs-bords de digue

Les tableaux 4.22 à 4.24 énumèrent un certain nombre de méthodes de protection des talus ou des francs-bords de digue sous forme de trois types d'options :

- maçonnerie, béton et asphalte ;
- gabions, enveloppes et enrochements libres ;
- génie végétal.

L'efficacité à long terme de ces systèmes de protection contre l'érosion est à la fois de la responsabilité du concepteur (cf. chapitre 9) et de celle du gestionnaire de la digue. Le concepteur doit apporter une solution pérenne, en particulier la pertinence de l'emplacement. Les réparations les plus durables à mettre en œuvre par le gestionnaire sont celles qui prennent en compte :

- les principes environnementaux présentés au chapitre 2 ;
- les équilibres économiques, environnementaux et sociaux (par exemple en termes de loisirs).

Tableau 4.22 Méthodes de protection des talus de digue mettant en œuvre des enrochements, du béton ou des palplanches

Méthode	Nature et lieu d'utilisation	Besoins en termes d'entretien
Enrochement (avec l'aimable autorisation de l'USACE) 	<p>Les enrochements sont constitués de pierres naturelles empilées avec soin ou déversées, classiquement en deux couches. La stabilité des enrochements dépend de la taille des pierres sélectionnées. Pour assurer la stabilité de la pente de l'enrochement, la base doit, soit se prolonger en dessous du niveau du sol, soit comprendre des pierres supplémentaires pouvant se désolidariser en cas d'une poursuite de l'érosion de pied. La taille des blocs doit être choisie en considérant leur stabilité et la probabilité d'entraînement par l'eau en tenant compte des conditions dominantes de vagues et de courants.</p> <p>Les enrochements sont utilisés au niveau des talus ou des francs-bords de digues, des cours d'eau ou des côtes rectilignes ou présentant des méandres. Les enrochements peuvent être utilisés pour couvrir et renforcer des revêtements préexistants.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Les enrochements ne nécessitent généralement que peu d'entretien, à part l'inspection et le suivi de mouvements, de pertes de pierres, un changement de taille des blocs (particulièrement après des épisodes froids), ou une érosion de pied. • Les petits arbres ou la végétation se développant entre les blocs d'enrochements doivent être retirés pour éviter une déstabilisation future indésirable de l'enrochement. L'un des avantages des enrochements est qu'un certain niveau de dommages ou de déplacements peut être prévu par la conception et donc tolérable.

Méthode	Nature et lieu d'utilisation	Besoins en termes d'entretien
<p>Enrochements liés avec de l'asphalte ou un béton colloïdal (avec l'aimable autorisation de Rijkswaterstaat)</p> 	<p>La stabilité des enrochements peut être accrue en les liant avec de l'asphalte ou du béton colloïdal. Si nécessaire, le revêtement peut être couvert de pierre de lave, de manière à favoriser la colonisation par les algues.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Les enrochements liés demandent peu d'entretien. • Les enrochements doivent être suivis pour repérer et traiter les pertes de blocs ou de liant. • Les jeunes arbres ou arbustes doivent être enlevés.
<p>Pavage en pierres (avec l'aimable autorisation d'Y. Provoost)</p> 	<p>Un pavage en pierres peut être réalisé par la mise en place minutieuse de dalles non solidaires (habituellement d'une taille comprise entre 0,2 et 0,5 mètre) sur un talus de digue préparé à l'avance. Chaque pierre est placée de manière à limiter les vides au maximum. Les pierres peuvent être scellées dans du béton de pose ou minutieusement disposées sur la surface préparée.</p> <p>Les vides sont nécessaires pour éviter la pression de l'eau et permettre le développement des plantes et des animaux souhaitables.</p> <p>En cas de besoin environnemental, les éléments peuvent être couverts de pierre de lave. Les vides peuvent être remplis de gravier pour un blocage mutuel supplémentaire. Un revêtement en pierre a besoin d'être combiné avec la construction d'une base adaptée et d'un système de protection de pied (par exemple en enrochements).</p> <p>Des parements en pierre peuvent être employés :</p> <ul style="list-style-type: none"> • le long de cours d'eau à fort ou moyen débit le long de rivages avec une hauteur de vague ne dépassant pas 3 mètres ; • dans des zones de loisirs le long de la côte (on peut facilement marcher sur ces parements) ; • dans des zones importantes sur le plan environnemental. 	<ul style="list-style-type: none"> • Les revêtements en pierre ne demandent souvent que peu d'entretien. • Les constructions doivent être suivies pour repérer et traiter les pertes de blocs ou de gravier de remplissage. • Les jeunes arbres ou arbustes doivent être enlevés.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Méthode	Nature et lieu d'utilisation	Besoins en termes d'entretien
<p>Éléments d'orgue basaltique (avec l'aimable autorisation de Rijkswaterstaat)</p>  	<p>Le basalte est une pierre naturelle qui forme des colonnes hexagonales et doit être mise en place manuellement sur un filtre ou une couche de gravier de façon précautionneuse (et sur un géotextile). La taille des éléments s'échelonne entre 0,2 et 0,5 mètre. Sa densité est d'environ 2 900 kg/m³. Les vides peuvent être comblés avec du gravier pour un meilleur blocage mutuel. On marche facilement sur le parement terminé. Il convient de combiner le dispositif avec une construction de base adaptée ainsi qu'un système de protection de pied (par exemple en enrochements).</p> <p>Il existe des versions artificielles en béton des colonnes de basalte.</p> <p>Les colonnes de basalte peuvent être utilisées :</p> <ul style="list-style-type: none"> • sur les berges des cours d'eau à fort débit ; • le long de rivages avec une hauteur de vagues ne dépassant pas 2 mètres ; • au niveau de zones de loisirs le long de la côte ; • dans les zones importantes sur le plan environnemental. 	<ul style="list-style-type: none"> • Demande peu d'entretien. • Suivi d'une perte de blocs ou de remblai et leur remplacement lorsque cela est nécessaire. • Les jeunes arbres ou arbustes doivent être enlevés avant de s'être pleinement installés.
<p>Revêtement d'asphalte</p> 	<p>Les revêtements d'asphalte sont disponibles sous différentes formes (asphalte dense sableux, asphalte gravillonné) comme protection des talus de digue. Il s'agit d'une alternative pratique si la circulation doit passer sur la pente ou le talus. L'épaisseur de l'asphalte peut être ajustée en fonction des circonstances.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Les revêtements d'asphalte nécessitent généralement peu d'entretien. • Le revêtement doit être suivi pour l'érosion et d'autant plus régulièrement qu'il est depuis longtemps en place. • Les risques de surpression d'eau sous l'asphalte doivent être particulièrement surveillés. Les fissures doivent être suivies et vérifiées pour repérer des signes de départ de sable.
<p>Asphalte gravillonné (avec l'aimable autorisation d'Y. Provoost)</p> 		<ul style="list-style-type: none"> • Les jeunes arbres ou arbustes doivent être enlevés dès leur apparition.

Méthode	Nature et lieu d'utilisation	Besoins en termes d'entretien
<p>Palplanches en acier</p>  <p><i>Palplanches utilisées comme protection de talus de digue le long de la Loire, en France (avec l'aimable autorisation de la Dreal Centre, France)</i></p>	<p>Les palplanches en acier sont constituées de pièces de métal enfoncées verticalement dans le lit et ancrées dans le talus de la digue ou dans le franc-bord.</p> <p>Peindre les palplanches peut améliorer leur apparence et réduire la corrosion.</p> <p>Les palplanches sont généralement utilisées au niveau de rives verticales et de cours d'eau à écoulement rapide.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Les palplanches en acier demandent peu d'entretien (hors peinture de protection). Elles doivent être suivies pour repérer des mouvements ou de la corrosion, particulièrement aux périodes de basses eaux.
<p>Murs de soutènement</p> 	<p>Les murs de soutènement sont des ouvrages destinés à retenir ou à empêcher un glissement de terrain. Ils sont essentiellement composés de palplanches en acier et sont utilisés pour empêcher l'érosion dans des zones où la lutte contre les inondations est de moindre importance.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Les palplanches en acier demandent peu d'entretien. Elles doivent être suivies pour repérer des mouvements ou de la corrosion, particulièrement aux périodes de basses eaux.
<p>Murs à la mer</p> 	<p>Les murs à la mer sont conçus pour empêcher les inondations et l'érosion côtière. Ils peuvent être composés de nombreux matériaux différents, dont le béton, les palplanches en acier et les enrochements. Ils sont conçus pour résister à l'agression des vagues et aux franchissements.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Les murs à la mer doivent être suivis pour repérer des défauts tels que des fissures, de la corrosion, un mouvement des enrochements ou une érosion en pied. Des réparations appropriées doivent être entreprises.
<p>Talus de digues recouverts ou surmontés de béton ou de maçonnerie jointoyée</p>  <p><i>Talus de digue du côté eau, recouvert de béton</i></p>	<p>Utilisé sur des sections de cours d'eau présentant des zones très réduites entre le pied de digue et le lit, lorsque la digue est soumise au clapot ou au batillage. La maçonnerie est souvent utilisée en France au niveau des déversoirs contre l'érosion par l'eau lors des surverses.</p>	<p>Suivi des dalles pour détecter des fissures excessives ou une érosion sous les dalles.</p>

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 4.23 Méthodes par gabions, enveloppes ou blocs pour la protection des pentes ou du talus de la digue

Méthode	Nature et lieu d'utilisation	Besoins en termes d'entretien
Gabions	<p>Les gabions sont des cages en grillage métallique remplies de pierres non solidaires, de manière à constituer des structures souples pour la protection des talus ou des francs-bords de digue.</p> <p>Ils sont utilisés au niveau de pentes raides et de cours d'eau à écoulement rapide.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Les gabions sont vulnérables à la corrosion des armatures métalliques, mais cela peut être réduit si l'armature est protégée ou fabriquée en acier inoxydable. La végétation ligneuse doit être retirée pour éviter une déformation de l'ouvrage. Les gabions doivent être suivis pour repérer des dommages provoqués par du vandalisme ou des embâcles lors des périodes de crues.
Sacs	<p>Les protections de rives à partir de sacs sont composées de sacs en toile remplis de béton et empilés comme des briques.</p> <p>Utilisés sur des berges verticales et des cours d'eau à écoulement rapide.</p>	Ne nécessitent que peu d'entretien, à l'exception des inspections et du suivi de déplacements ou d'une érosion en pied.
Plaques de béton alvéolé	<p>Les plaques de béton alvéolé sont composées d'un type de blocs à cellules ouvertes. Elles sont posées soit de manière isolée soit sous forme de matelas. Les vides sont remplis de sol etensemencés pour donner une apparence plus naturelle. Les plaques peuvent être un béton préfabriqué ou en matériaux synthétiques comme certains plastiques.</p> <p>Utilisées pour des cours d'eau à écoulement rapide ou présentant des méandres.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Inspections régulières pour repérer des pertes de matériaux de remplissage. Les jeunes arbres ou arbustes doivent être enlevés dès leur apparition.

Tableau 4.24 Méthode douce de protection des talus ou des francs-bords de digue

Méthode	Nature et lieu d'utilisation	Besoins en termes d'entretien
Géotextiles	<p>Les géotextiles sont tissés ou non tissés. Ils sont placés sur une pente ou une zone d'érosion potentielle et maintenus en place pour apporter une stabilité. Les géotextiles peuvent également apporter une protection supplémentaire contre l'érosion lorsqu'ils sont utilisés conjointement avec une autre solution (dans ce cas, les géotextiles sont placés entre le matériau de protection et le pied de digue).</p> <p>Certains géotextiles peuvent être utilisés pour renforcer la couverture herbacée.</p> <p>Utilisations :</p> <ul style="list-style-type: none"> pour les cours d'eau de faible à moyen débit ou pour les cours d'eau de plaine présentant des méandres ne doivent être utilisés que rarement et de façon temporaire. 	S'ils ne sont pas recouverts, les géotextiles sont susceptibles d'être déchirés par des débris flottants au cours des crues et de se défaire ou de se détériorer à cause de l'exposition à la lumière. Un suivi attentif et fréquent est nécessaire, avec éventuellement la refixation de certaines sections.

Méthode	Nature et lieu d'utilisation	Besoins en termes d'entretien
Fagots	<p>Les fagots sont réalisés à partir de branches de saule, peuplier ou noisetier d'un diamètre inférieur à 25 millimètres, reliés entre eux par une ficelle ou un fil métallique et enterrés dans la pente ou le talus de la digue, de manière à permettre à la végétation de se développer au-dessus d'eux.</p> <p>Utilisations :</p> <ul style="list-style-type: none"> pour les cours d'eau de plaine à faible débit ; pour créer des méandres dans des parties droites de cours d'eau ; sur les berges où l'on ne craint pas que les racines augmentent le risque d'infiltrations au sein de la digue. 	<p>Les fagots sont une solution temporaire conçue pour établir une végétation naturelle de saules, de peupliers ou de noisetiers sélectionnés. Pour les entretenir, il convient :</p> <ul style="list-style-type: none"> pendant la croissance initiale, de s'assurer que les liens, les pieux en bois ou les grillages de protection ne sont pas endommagés ; d'arroser la végétation lors des périodes de basses eaux ou de sécheresse ; de retirer tout élément ne faisant pas partie du fagot ; de planter des boutures dans les zones de faible densité ; de tailler périodiquement. Cela est particulièrement important au niveau des lits étroits, où la végétation peut obstruer l'écoulement.
Couches de branches	<p>Les couches de branches sont constituées de tresses posées à plat sur le sol de la pente ou du talus de la digue et fixées fermement avec des piquets. Elles apportent une protection temporaire contre l'érosion jusqu'à ce que la végétation pousse à travers et que les panneaux pourrissent.</p> <p>Utilisations :</p> <ul style="list-style-type: none"> formation ou rétrécissement des chenaux localisés lorsque placés verticalement ; cours d'eau de faible à moyen débit au niveau de plaines, avec formation de méandres et digues à pentes raide ; berges où n'existe pas d'inquiétude que les racines accroissent le risque d'infiltration dans la digue. 	<p>Les couches de branches sont une solution temporaire en attendant que s'établisse la végétation naturelle.</p> <ul style="list-style-type: none"> Pendant la croissance initiale, s'assurer que les liens, les pieux en bois ou les grillages de protection ne sont pas endommagés. Arroser la végétation lors des périodes de basses eaux ou de sécheresse. Retirer tout élément ne faisant pas partie de la couche de branches. Planter des boutures dans les zones de faible densité. Taille périodique. Essentiel au niveau des lits étroits, où la végétation peut obstruer l'écoulement.
Fascines	<p>Des fascines sont des paquets de branchages en fagots contenant des saules.</p> <p>Utilisations :</p> <ul style="list-style-type: none"> pour renforcer les digues contre l'érosion ; du côté eau des digues plus larges que ne nécessite la conception, où les racines des végétaux utilisés n'accroissent pas le risque d'érosion interne dans la digue. 	<ul style="list-style-type: none"> Pendant la croissance initiale, s'assurer que les liens, les pieux en bois ou les grillages de protection ne sont pas endommagés. Arroser les saules lors des périodes de basses eaux ou de sécheresse. Retirer tout élément ne faisant pas partie des fascines. Planter des boutures dans les zones de faible densité. Couper régulièrement. Essentiel au niveau des lits étroits, où la végétation peut obstruer l'écoulement.
Tressage de saules (cf. encadré 4.43)	<p>Le tressage de saules comprend l'enlacement de jeunes branches de saule entre des pieux de saules récemment taillés pendant l'hiver, pour former une structure du type clôture. Au fil de leur croissance, les saules apportent une protection vivante et une stabilité supplémentaire.</p> <p>Utilisations :</p> <ul style="list-style-type: none"> cours d'eau à débit faible à moyen en plaine, avec formation de méandres ; berges où l'on ne craint pas que les racines accroissent le risque d'érosion interne dans la digue. 	<p>Taille périodique. Essentiel au niveau des chenaux étroits, où la végétation peut obstruer l'écoulement.</p>

Globalement, les besoins d'entretien d'une digue côtière ne diffèrent pas de ceux d'une digue fluviale. Les pratiques d'entretien sont déterminées par la structure du remblai et de la protection plutôt que par son emplacement. Les techniques de protection des talus ou des francs-bords de la digue, telles que des enrochements ou des gabions, nécessitent moins d'entretien de routine que les techniques végétales, telles que le tressage de saules (cf. encadré 4.43) ou simplement de l'herbe. L'ensemble des protections de talus de digues doit être vérifié à une fréquence proportionnée au risque et après les crues ou les tempêtes importantes.

Encadré 4.43

Tressages de saules en Angleterre et au Pays de Galles



Figure 4.49 Tressages de saules en Angleterre et au Pays de Galles

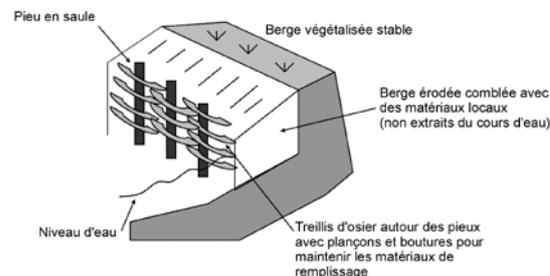


Figure 4.50 Schéma présentant l'utilisation des tressages de saules (source : l'Environment Agency)

Une grande partie des berges d'Angleterre et du Pays de Galles sont protégées par des tresses de saules (cf. figure 4.49). Depuis 1992, les tresses de saules sont devenues l'une des méthodes d'ingénierie les plus utilisées en Angleterre et au Pays de Galles pour la maîtrise de l'érosion. Les longues tiges de saule sont entrelacées autour de poteaux en saule plantés verticalement (cf. figure 4.50). Parce que les structures sont vivantes, la résistance à l'érosion augmente avec le temps. Les tresses de saules remplissent de plus une fonction de stabilisation géotechnique et présentent de nombreux avantages écologiques et économiques pour la restauration des cours d'eau, l'amélioration des habitats et l'engagement des communautés.

Quand consulter un concepteur spécialisé en digue ?

Il faut consulter un ingénieur spécialisé en digue si l'une des caractéristiques techniques indiquées ne remplit plus les exigences de conception, et plus spécifiquement s'il faut trouver une nouvelle solution lorsque :

- apparaît une défaillance soudaine ou une détérioration graduelle d'une longueur existante d'enrochement, sauf si la conception d'origine et les performances au cours du temps sont bien documentées et que la nature de la défaillance et les caractéristiques de l'événement ayant provoqué la défaillance sont bien connues. Si la conception d'origine se révèle inadaptée, alors le rétablissement des conditions d'origine sera insuffisant et il faudra trouver une nouvelle solution de revêtement ;
- la digue a été déplacée ou le revêtement enlevé ;
- des changements de géométrie indiquent que la solution de revêtement d'origine ne fonctionne plus ;
- des déficiences conceptuelles ont été identifiées. Par exemple :
 - on constate que des particules fines traversent la digue ;
 - la solution existante n'est pas suffisamment durable ;
 - les blocs sont sous-dimensionnés. Un changement de conditions hydrauliques ou hydrologiques peut conduire à une protection insuffisante contre l'érosion et les dégâts de vagues ;
 - la couverture du revêtement est insuffisante. Un changement de conditions hydrauliques peut nécessiter le prolongement du revêtement en amont et en aval ;
 - la quantité de blocs dans l'épaulement anti-affouillements est insuffisante.

(Cf. encadré 4.44 pour une étude de cas utilisant plusieurs méthodes de protection du talus et du franc-bord de digue.)

Encadré 4.44
Étude de cas utilisant plusieurs méthodes

Des options d'ingénierie douce et un enrochement ont été utilisés sur des sections voisines le long de la digue de Bouteille, qui protège la ville d'Orléans, en France. Située sur l'extrados d'un méandre de la Loire, la digue est très vulnérable à l'érosion externe. L'écoulement de l'eau avait déjà commencé à endommager la partie aval de la digue (800 mètres de long) et le talus de la digue côté fleuve ne pouvait pas être entretenu correctement faute de chemin de service. La végétation ligneuse s'était développée de manière incontrôlée. Pour restaurer la base de la digue et éviter des dégâts supplémentaires :

- les rives aval ont été protégées de l'érosion par des enrochements au niveau de la base de la digue qui ont servi de chemin destiné à l'entretien (cf. figures 4.51 et 4.53) ;
- les rives amont ont été protégées avec des fascines de saule.

De plus, la végétation ligneuse sur la digue a été supprimée, y compris les racines, et le talus de la digue a été restauré.

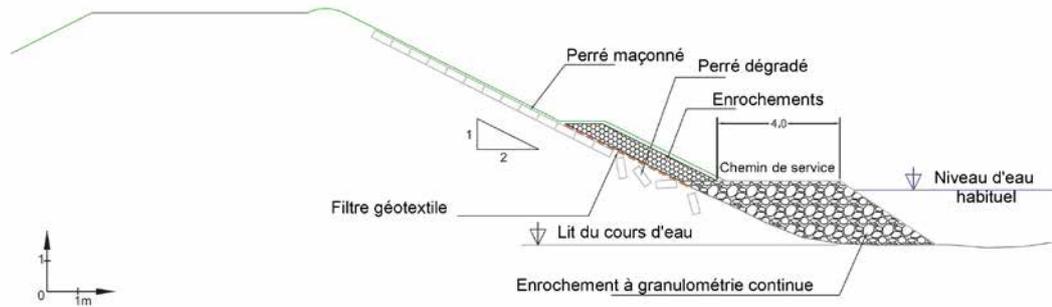


Figure 4.51 Profil en travers de la digue avec un renforcement d'enrochements
(source : Nicolas Auger)



Figure 4.52 Profil de digue avec enrochement



Figure 4.53 Mise en place d'un enrochement pour le renforcement de la base de la digue
(source : Dreal Centre)

Les sites de chaque solution ont été choisis avec soin. Au niveau des zones où la digue est en contact permanent avec le cours d'eau, les enrochements ont été utilisés en raison de leur rapport coûts/bénéfices, de leur durabilité et de la facilité de leur entretien. Pour la partie au-dessus de l'eau, des géotextiles ont été utilisés (les géotextiles n'ont pas pu être utilisés sous l'eau, ce qui a nécessité un surdimensionnement du massif d'enrochement). La partie de la digue où le franc-bord avait plus de cinq mètres de large a permis l'utilisation de fascines, qui sans cela serait prohibée de par le risque d'érosion interne dans la digue provoqué par les racines.

4.14 DISPOSITIFS DE FERMETURE

Les dispositifs de fermeture sont des mécanismes amovibles, étanches, utilisés lors des crues pour fermer de manière étanche les échancrures dans la digue dont la hauteur a été abaissée en dessous de la ligne d'eau du sommet de la digue en raison de la traversée d'une route, d'une voie de chemin de fer ou d'un autre passage. Deux butées (mur en béton moulé sur place perpendiculaire à la digue ou au mur de lutte contre les inondations à chaque extrémité de l'ouverture) et un appui (base de l'ouverture et supportant le poids du dispositif) encadrent généralement l'ouverture du dispositif. Des plaques parafouilles sont souvent insérées sous l'ouverture pour empêcher la sape ou les infiltrations, de même, des sacs de sable ou des joints étanches souples peuvent être utilisés pour empêcher les fuites. Généralement laissés en position ouverte, les dispositifs sont fermés (ou installés) avant la crue pour créer une fermeture étanche.

Note

Au sens du présent guide, les dispositifs de fermeture sont de l'ordre de la dizaine de mètres. Les dispositifs de fermeture ne comprennent pas les défenses démontables situées au sommet de la digue et surélevant le niveau de la défense au moment de la crue. Toutefois, les principes d'entretien des dispositifs démontables sont les mêmes que ceux des dispositifs de fermeture.

Types de dispositifs de fermeture

Le chapitre 3 contient des informations relatives aux dispositifs de fermeture, qui sont :

- **de type portails (mobiles)** : soit les portails à battant (simple, double ou multiple), les portails se manoeuvrant verticalement (comme une vanne d'écluse), et les portails coulissants (sur roues ou avec chariot vertical) ;
- **de type amovible** : soit les treillis montés avec des pannes (éléments posés reliant l'espace entre les fermes) supportant des panneaux, les cadres sur lesquels sont fixés des panneaux renforcés par des pannes, les batardeaux (avec ou sans poteaux intermédiaires), les panneaux soutenus par des pannes sans supports intermédiaires, ainsi que les cloisons pour le passage des piétons ;
- **sous la forme de sacs de sable** : soit des barrières physiques formées de sacs de sable empilés. Certaines digues présentent des ouvertures dans le système d'endiguement qui sont prévues pour être obstruées par des sacs de sable. Les difficultés liées à l'utilisation des fermetures par sacs de sable sont notamment :
 - de ne pas disposer des matériaux adaptés suffisamment près du site pour permettre de monter le dispositif à temps ;
 - un mauvais montage de la fermeture de sacs de sable en raison de sacs trop remplis (ils ne doivent l'être qu'à un tiers) ;
 - l'empilement des sacs les uns sur les autres au lieu de les imbriquer (comme les briques d'un mur en maçonnerie) ;
 - des conceptions prévoyant des fermetures par sacs de sable trop hautes ou trop larges pour correctement remplir leur fonction ;
 - la hauteur maximum recommandée d'une seule fermeture par sacs de sable est de un tiers de mètre (un mètre pour une disposition en pyramide) et la longueur maximale recommandée est de trente mètres. Il s'agit de recommandations générales. Il faut prendre en compte les caractéristiques spécifiques du site telles que le nombre de personnes capables et volontaires pour mettre en place les sacs, le temps d'information à l'avance dont l'opérateur disposera, les conséquences de ne pas installer la fermeture à temps, le temps dont aura besoin l'opérateur pour acheminer les matériaux sur le site, et la résistance des matériaux des fondations sur lesquels sont placés les sacs. Un exercice de montage de la fermeture avec les sacs de sable doit être effectué annuellement. Cf. chapitre 6 pour plus d'informations sur la mise en place des sacs de sable lors des situations d'urgence, et sur la manière de les préparer et de les mettre en place correctement ;
- **sous la forme de remblais de terre** : les fermetures sont constituées de terres compactées disponibles localement et sont généralement recouvertes d'une membrane (bâches plastiques, géomembranes) et de sacs de sable. Des matériels en parfait état de marche et un personnel formé sont essentiels au bon fonctionnement de ce dispositif de fermeture.

Des ouvertures larges avec des fermetures amovibles peuvent présenter des poteaux intermédiaires amovibles et des contreventements permettant de résister à la poussée des eaux. Les dispositifs larges s'appuyant sur des treillis ou des cadres sont maintenus en place par des ancrages en acier scellés profondément dans des logements en béton. On accède à ces ancrages en retirant leurs solides plaques d'obturation. Les treillis ou les cadres fixés sont reliés aux ancrages par des goupilles dimensionnées selon le cisaillement. Cf. figures 4.54 et 4.55.

Des joints de liaison en caoutchouc, néoprène ou matériaux composites assurent l'étanchéité entre les éléments fixes du dispositif (seuil et butée) et les composantes mobiles de la fermeture. Après l'installation des éléments de structure, des bâches plastiques et des sacs de sable peuvent être placés côté eau.

Prévention des défaillances de dispositifs de fermeture

Le tableau 4.25 décrit les quatre principales causes de défaillance des dispositifs de fermeture et comment les éviter.



Figure 4.54 Emplacements de fixation dans de l'acier scellé



Figure 4.55 Supports de fixation intermédiaires installés en position d'ancrage

À noter les goupilles de cisaillement à droite et les plaques de couvertures en place au fond

Tableau 4.25 Causes habituelles et mesures préventives concernant les défaillances de dispositifs

Constatations	Mesures préventives
Défaillance de l'alarme	
L'alarme alertant l'opérateur de la nécessité de fermer le dispositif ne fonctionne pas.	<ul style="list-style-type: none"> ● Test régulier de l'alarme et évaluation du système d'information de l'opérateur pour vérifier qu'il fonctionne bien comme prévu. ● La vérification peut comprendre des exercices avec appel de l'opérateur ou du prestataire mettant en place la fermeture.
Défaillance lors de la mobilisation	
Des débris ou de la terre au niveau du seuil et des renforcements empêchent un montage efficace.	<ul style="list-style-type: none"> ● Nettoyer régulièrement le seuil et entretenir les joints des renforcements, y compris les boîtes d'ancrage. ● Effectuer des essais réguliers des installations. Lorsque les équipes sont bien entraînées, le processus de nettoyage est plus efficace. ● Préserver les joints ou remplir les renforcements de seuils avec de la mousse plastique pour notamment empêcher l'accumulation d'eau. ● Utiliser un équipement pour retirer les débris, lorsque cela est nécessaire. ● Retirer mécaniquement la rouille accumulée. ● Lubrifier les parties mobiles selon un cycle d'entretien régulier. ● Installer la fermeture en utilisant des cales si nécessaire.
Des débris, de la corrosion, ou une mauvaise lubrification empêchent la fermeture des portails.	<ul style="list-style-type: none"> ● Retirer régulièrement les débris. ● Lubrifier les parties mobiles. ● Maintenir un système de protection contre la corrosion, tel que de la peinture, pour prévenir les dégâts liés à la corrosion.

Constatations	Mesures préventives
L'installation n'a pas été correctement effectuée.	<ul style="list-style-type: none"> • Conserver les instructions d'installation, les schémas et la liste des pièces détachées ; • Mener des essais de fermeture.
Un système multi-fermeture installé dans le mauvais ordre.	Conserver des listes indiquant l'ordre d'installation, lié notamment aux étapes de crues ou au niveau de l'eau.
Défaillance d'un élément (problèmes de stockage)	
Les batardeaux ou autres éléments n'étaient pas marqués ou rangés correctement. Il en résulte, un ajustement qui n'est pas étanche.	<ul style="list-style-type: none"> • S'assurer que les éléments sont correctement marqués et entreposés pour permettre une bonne séquence d'installation. • Utiliser des cordons de soudure pour marquer les pièces de façon permanente (les cordons restent même si la peinture part). • Fournir des listes aide-mémoire claires et simples indiquant l'ordre de montage et les matériaux.
Les éléments se détériorent – le bois se déforme et le métal se corrode.	<ul style="list-style-type: none"> • Inspecter les coffres de stockage pour repérer des infiltrations ou des problèmes d'évacuation de l'eau au niveau des surfaces. • Remplacer les éléments en bois à intervalles réguliers lorsqu'ils pourrissent, se déforment ou se tordent. • Stocker les éléments sur des socles pour les maintenir dans un lieu sûr, sec, et aéré. • Sabler et repeindre les éléments en acier corrodé. • Vérifier les soudures pour repérer des fissures ou des signes de faiblesse. • Couvrir les zones d'infiltration des batardeaux en bois avec des bâches plastiques, des sacs de sable ou d'autres méthodes permettant de combler les interstices. • Envisager de remplacer les batardeaux en bois par des pièces en aluminium ou fibre de verre. Elles demandent moins d'entretien, et sont plus maniables, mais également plus chères.
Des sacs de sable et du sable d'une qualité et d'une quantité insuffisantes.	<ul style="list-style-type: none"> • Inspecter régulièrement les sacs vides pour s'assurer de leur bon état et remplacer ceux détériorés. • Les sacs de mauvaise qualité se détériorent rapidement. • Prévoir un approvisionnement en sable local de bonne qualité.
Une main d'œuvre mal formée.	Élaborer, mettre en œuvre et assurer la traçabilité d'un programme de formation régulièrement mis à jour.
Des batardeaux ou un équipement d'installation indisponibles à proximité du site.	<ul style="list-style-type: none"> • Les batardeaux et autres composants doivent être stockés à proximité du site dans une aire de stockage étanche, si possible, ou, s'ils sont conservés hors site, de préférence sur une remorque pour faciliter le transport et prévoir du matériel de déchargement. • Les équipements nécessaires pour installer les éléments de fermeture des batardeaux doivent être facilement accessibles, bien entretenus et rapidement transportables sur site.
Défaillance de structure	
Un dysfonctionnement de structure en urgence, en raison de pièces manquantes ou endommagées (goupilles, boulons, écrous, rondelles).	<ul style="list-style-type: none"> • Stocker (dans des caisses bien rangées) et lubrifier les petites pièces, y compris les goupilles, boulons, écrous et rondelles. • Remplacer les pièces endommagées (la plupart des éléments d'origine ont été fabriqués à partir de modèles et de formes standard). • Conserver et assurer le suivi d'une liste des pièces des fermetures. • Mener des inventaires réguliers. • Entretenir une réserve de pièces de rechange.
Les ancrages sont endommagés ou sévèrement corrodés.	<ul style="list-style-type: none"> • Sceller le renforcement des ancrages pour empêcher l'entrée d'eau ou de débris. • Mettre en place un drainage efficace au niveau des ancrages. • Réparer les ancrages endommagés.
Les portails stockés en permanence sur site et non protégés ont été endommagés par des véhicules.	<ul style="list-style-type: none"> • Réparer les dommages. • Envisager l'installation de bollards ou de barrières de protection pour prévenir les dommages dus aux chocs de véhicules.
Les fermetures ne sont pas bien étanches. Par exemple, le seuil a été recouvert d'asphalte ou le ballast de voie de chemin de fer a été surélevé, ce qui rend la fermeture imparfaitement étanche ; le tassement différentiel conduit à des fuites autour de l'ouvrage ; des joints de pourtour endommagés ou desséchés ou des seuils en béton endommagés (par épaufrure) empêchent que les bases soient parfaitement étanches.	<ul style="list-style-type: none"> • Vérifier les joints et les remplacer si nécessaire. • S'assurer que le responsable de la route ou du chemin de fer comprenne la nécessité de se coordonner avec le gestionnaire de la digue lors des réparations ou des modifications. • Faire appel à un concepteur spécialisé en digues pour réparer les tassements différentiels.

Les dispositifs de fermeture doivent être bien entretenus et les opérateurs suffisamment formés. Un mauvais fonctionnement des batardeaux lors d'une urgence peut compromettre la totalité du système de protection contre les inondations. Des exercices avec des essais doivent être conduits de façon régulière et formalisés (cf. encadrés 4.45 à 4.47, ainsi que la section 6.2.3).

Encadré 4.45

Politiques en matière d'essai et de vérification des fermetures du Corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis (USACE, 2010)

La mise en place d'un dispositif de fermeture nécessitant une action soit humaine, soit automatisée, il existe donc toujours le risque qu'une erreur empêche l'installation correcte ou dans les temps. Des tests réguliers des fermetures permettent une plus grande efficacité d'installation en cas d'urgence, particulièrement pour des dispositifs rarement utilisés, comme c'est le cas pour les crues les plus importantes. Des exercices de fermeture constituent un entraînement et une expérience pratiques pour le personnel chargé de la mise en œuvre et permettent le cas échéant d'identifier une procédure ou un matériel défaillants.

Un exercice efficace de fermeture comprend :

- une procédure de test détaillée ainsi qu'un inventaire des composants et de l'équipement au sein du manuel de mise en œuvre du système (les instructions du guide de gestion et d'entretien doivent également être disponibles au cours de l'exercice) ;
- une coordination efficace avec le responsable de la route ou du chemin de fer. Des lignes de chemin de fer actives demandent généralement une coordination supplémentaire pour interrompre le service sur la voie lors de la conduite des essais de fermeture ;
- une équipe d'intervention qualifiée dont les agents sont familiarisés avec la procédure de fermeture ;
- un calendrier précis du test de fermeture, y compris les tâches de fermeture de la route ou de la voie de chemin de fer, le regroupement de l'équipement, du personnel et des composants sur le site. Le temps nécessaire pour effectuer l'installation avant la montée des eaux doit être établi au cours de l'exercice ;
- une vidéo de l'exercice peut être réalisée par le responsable de l'installation de la fermeture et être ensuite utilisée pour la formation des nouveaux membres de l'équipe, la conservation des informations ou une revue de mise en œuvre.

Une fois effectué l'exercice de fermeture, il faut vérifier de visu l'étanchéité entre le batardeau, les butées en béton et le seuil.

Encadré 4.46

Exemple illustrant l'importance des essais de fermeture aux États-Unis

L'intensité de la crue de l'Ohio en 2011 a révélé plusieurs problèmes d'entretien des dispositifs de fermeture :

- les joints de périphérie des dispositifs les plus anciens, ayant perdu en souplesse, ont entraîné des fuites trop importantes ;
- des tassements différentiels sont intervenus au niveau de plusieurs seuils de fermeture : les panneaux en acier ou en aluminium des batardeaux ne reposaient donc pas exactement sur la surface des seuils, d'où des taux de fuites importants ;
- au niveau d'une fermeture, le retrait du revêtement d'asphalte supérieur (le seuil avait été recouvert) a provoqué la destruction d'un ancrage d'acier intégré.

Encadré 4.47

Compétition de mise en place de dispositif de fermeture

En Pennsylvanie, aux États-Unis, la municipalité de Sunbury organise une compétition annuelle pour s'entraîner au maniement des dispositifs de fermeture.

Contexte

L'autorité possède six dispositifs de fermeture de deux types :

- deux fermetures avec sacs de sable ;
- quatre panneaux en aluminium.

L'installation du dispositif de fermeture est une tâche extrêmement laborieuse. Au cours de la crue de 1996, 40 hommes ont eu besoin de cinq heures et demie pour installer l'une des fermetures de sacs de sable. Après la crue de 1996, la municipalité a obtenu une subvention de l'administration fédérale pour modifier les dispositifs existants et fermer de manière permanente ceux qui n'étaient plus nécessaires, réduisant les besoins en main d'œuvre. Les modifications ont compris une nouvelle conception de deux des fermetures (panneaux d'aluminium au lieu de batardeaux pour l'une et de sacs de sable pour l'autre) ainsi que la suppression d'une troisième. Les modifications ont permis une réduction importante des besoins en main d'œuvre et en temps d'installation. Par exemple, la fermeture, précédemment réalisée à l'aide de sacs de sable peut maintenant être mise en place par trois personnes (un responsable des équipements et deux manœuvres) en moins de douze minutes.

L'organisation d'une compétition

Chaque année à l'automne, la municipalité coordonne un exercice simultané d'entraînement à la fermeture des dispositifs au niveau de différents sites de la ville. L'exercice est programmé comme une compétition où les équipes de la ville et des équipes de volontaires s'affrontent pour battre les temps de mise en place antérieurs. La compétition fait tourner les équipes de la municipalité et de volontaires dans une volonté de réduire le temps de réponse lors d'une crue réelle. À l'issue de chaque exercice, les équipes se rencontrent pour discuter des moyens d'améliorer les temps pour la fois suivante. Jusqu'à maintenant, les résultats enregistrés montrent que chaque équipe a réussi à battre les temps d'installation de l'équipe précédente. Dans de nombreux cas, les temps d'installation ont été réduits à quelques minutes seulement.

Méthodes d'entretien et de réparation des dispositifs de fermeture

Le tableau 4.26 suggère des méthodes d'entretien de plusieurs dispositifs de fermeture.

Tableau 4.26 État des dispositifs de fermeture et méthodes d'entretien

Constatations	Méthode d'entretien suggérée
Le seuil et les butées de fermeture sont endommagés en raison d'une détérioration, d'un tassement ou d'infiltrations.	Fabriquer de nouvelles pièces de batardeaux ou autres éléments afin de rendre la fermeture fonctionnelle et étanche. Si le tassement nécessite une réparation par une étanchéité sous le seuil, il convient de prendre contact avec un concepteur. Un soin particulier doit être porté à l'étanchéité par injection sous pression, de manière à s'assurer que les contraintes soient bien prises en compte et que la bonne pression soit utilisée, pour éviter une augmentation imprévue des contraintes horizontales ou verticales.
Des seuils larges ont enregistré des tassements différentiels.	
Épaufrures ou autres dommages des seuils en béton.	Cf. section 4.17.
La voie ferrée passe à travers une ouverture, provoquant une mauvaise étanchéité entre le seuil et le dispositif de fermeture.	<ul style="list-style-type: none"> • Si le sommet des rails correspond au sommet du seuil, il convient d'entretenir la coupure du seuil au sein de chaque rail pour permettre le passage de roues. • Si le sommet des rails est plus haut que le sommet du seuil, il convient d'entretenir les bouchons d'insertion en caoutchouc qui étanchéifient ces ouvertures.
Les ouvertures ne sont plus utilisées ou entretenues par l'utilisateur ou par le responsable du système de protection contre les inondations.	Remplacer les dispositifs de fermeture abandonnés avec des sections correctement dimensionnées de digue ou de mur de lutte contre les inondations. Pour rendre étanches des dispositifs abandonnés, cf. encadré 4.48.

Encadré 4.48

Retrait des dispositifs abandonnés, États-Unis

Si un croisement n'est plus nécessaire, par exemple un embranchement ferroviaire abandonné, le responsable ou le gestionnaire de la digue ne doit pas se contenter de fermer l'ouverture avec un portail ou un batardeau. Un dispositif de fermeture permanente est soumis à la corrosion, au vandalisme ainsi qu'à d'autres facteurs de détérioration. Au lieu de cela, le responsable doit consulter un concepteur de digues sur le retrait d'un dispositif de fermeture et son remplacement par une nouvelle section de digue ou de mur de lutte contre les inondations. Une méthode courante de fermeture permanente d'une ouverture est de la combler avec des panneaux de béton renforcé remplissant l'espace entre les butées. Le panneau peut nécessiter des renforts intermédiaires. Une autre option est de rendre mécaniquement rugueux le seuil de béton ainsi que les surfaces de butées, et de combler l'ouverture avec une argile compactée avec la bonne teneur en eau. Dans de tels cas, il est de bonne pratique de surdimensionner le remplissage, de manière à ce qu'aucune partie de la butée de béton d'origine ou le seuil ne soit directement en contact avec les eaux de crue. Cette mesure minimise les infiltrations le long de l'interface entre les surfaces en béton et le remplissage d'argile.

Les portails battants ou coulissants peuvent être soudés de façon permanente en position fermée, leurs parties en acier étant recouvertes de béton projeté.

Déterminer les situations où les réparations ne relèvent plus de l'entretien

Les éléments de fermeture sous forme de portails ou montées sont souvent fabriqués à partir de formes et de plaques d'acier laminé. Un défaut de protection de ces plaques (peinture anticorrosive) ou un stockage inadéquat peuvent conduire à la corrosion de l'acier. Des éléments structurels présentant une perte mesurable au niveau de leurs caractéristiques doivent être vérifiés par un concepteur de digues spécialisé pour s'assurer que le dispositif répond à l'ensemble des exigences de sécurité. Les parties endommagées doivent être remplacées ou renforcées.

Parmi les autres situations dans lesquelles un concepteur de digues spécialisé doit être contacté, on peut citer :

- l'injection de dalles en sous-face ou des procédures similaires sont nécessaires pour réparer des tassements de seuils ou de butée. Un concepteur de digues doit préparer les spécifications et assister aux travaux ;
- des études hydrauliques et des données de mesure du cours d'eau peuvent être nécessaires pour déterminer un ordre pour le programme d'installation de systèmes multifermatures (si le document n'existe pas déjà) ;

- une fermeture permanente (un mur en béton armé ou une section de digue) destinée à remplacer une ouverture existante doit être conçue de manière appropriée ;
- des questions de tassement ne peuvent être résolues en mettant seulement en place de nouveaux batardeaux ou d'autres éléments destinés à obtenir une bonne étanchéité.

4.15 RÉSEAUX ET CANALISATIONS

Les réseaux et canalisations sont des ouvrages construits sous, au-dessus ou à travers la digue permettant d'assurer :

- un drainage dans le cadre de la protection contre le risque d'inondation (généralement du côté zone protégée vers le côté eau). Ces ouvrages doivent retenir l'eau de crue et sont évoqués dans la partie 1 ;
- d'autres fonction pour les opérateurs de réseaux telles que le transport de gaz, d'irrigation, d'alimentation en eau, de câblage électrique ou de télécommunications. Ces réseaux ne doivent pas fuir ou porter atteinte à l'intégrité de la digue ; ils sont évoqués dans la partie 2.

4.15.1 Buses et canalisations

La présente section traite des points suivants :

- en quoi ces canalisations posent-elles problème ?
- entretien – éviter l'érosion interne ;
- entretien – éviter l'érosion externe ;
- entretien – éviter l'instabilité de la digue ;
- comment réparer les buses et les canalisations ;
- entretien des composantes des systèmes de canalisations.

Pourquoi posent-elles problème ?

Buses et canalisations sont un sujet de préoccupation lorsqu'elles ne sont pas convenablement entretenues. Le défaut de maintenance des canalisations augmente le risque de défaillance par érosion interne, par érosion externe ou par instabilité de la digue – ce sont les trois mécanismes de défaillance examinés à la section 3.5. La sous-section suivante indique des mesures préventives et des techniques de réparation utilisables lorsque des problèmes d'entretien sont constatés. Ces mesures et techniques sont regroupées selon les mécanismes de défaillance qu'elles sont censées empêcher, à savoir l'érosion interne, l'érosion externe et l'instabilité. Une partie séparée traite de l'entretien des éléments du système de buses et de canalisations, comprenant les clapets, les vannes guillotines ou coulissantes, les soupapes d'évacuation de l'air et les grilles de récupération des déchets.

Dans les priorités d'un bon entretien des canalisations, on trouve un programme d'inspections régulières de la digue. Ces inspections identifient et permettent d'établir un compte-rendu des problèmes tels que des déformations de canalisations, des fuites ou des obstructions internes. Pour des détails sur la conduite et la documentation des inspections, se reporter à la section 5.3.

Entretien : éviter l'érosion interne

L'érosion interne liée aux canalisations peut provenir de l'eau s'infiltrant le long de l'extérieur des conduites (en raison d'un mauvais compactage du sol lors de la construction) ou de fuites provoquées par une détérioration de la canalisation au cours du temps. Des détériorations au niveau de la conduite (par exemple des trous ou des joints abimés) peuvent raccourcir le trajet de l'eau d'infiltration dans la digue, entraînant la formation de conduits dans le sol, une érosion interne et pour finir une défaillance de la digue. Le mouvement et la perte de matériaux de sols du talus peuvent aussi rendre les pentes instables.

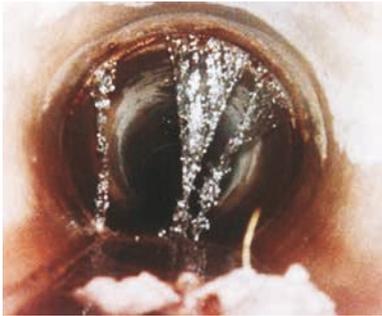
Mesures de sécurité lors des inspections visuelles

La détection de ces problèmes nécessite généralement une inspection visuelle, soit par un personnel formé entrant dans la conduite soit par vidéo. Si des personnes doivent entrer dans les conduites pour les besoins d'une inspection, il est important qu'elles disposent de la formation adaptée et qu'elles prennent les précautions nécessaires. Par exemple :

- la canalisation doit être suffisamment large et considérée comme sûre ;
- le personnel doit avoir reçu une formation adaptée pour travailler et mener des inspections dans des espaces confinés ;
- les équipements de protection individuelle (EPI) doivent être portés en permanence ;
- l'équipement de surveillance des gaz doit être utilisé s'il y a lieu ;
- les inspecteurs ne doivent pas travailler seuls.

Des inspections visuelles de routine de l'ensemble des canalisations traversant la digue sont fortement recommandées pour une détection précoce et une prévention des problèmes de fuites de canalisation au sein de la digue (cf. encadrés 5.28 et 5.29 pour des détails et des exemples). Le tableau 4.27 liste les types de fuites de canalisations pouvant conduire à une érosion interne (description des techniques de réparations au tableau 4.30).

Tableau 4.27 Problèmes de fuites pouvant conduire à une érosion interne

Défaillances potentielles par érosion interne		
Constatations	Mesures préventives suggérées	Entretien/réparation suggéré(e)
<p>Séparation de joints de conduites en béton</p> 	<p>Après construction, un responsable ou un gestionnaire de digue ne peut pas empêcher ce problème. Cf. chapitre 9 sur la bonne mise en place des conduites au sein d'une digue. Une bonne mise en place limite le risque de séparation de joints.</p>	<p>En fonction du degré de séparation et d'érosion associée, la canalisation peut avoir à être intégralement remplacée en utilisant les tranchées ouvertes classiques. Pour une séparation encore faible, la canalisation peut être chemisée par l'utilisation d'une technologie sans tranchée ou une injection sous pression peut être réalisée au niveau des joints séparés.</p>
<p>Détérioration/fuite de conduites</p> 	<p>Inspection périodique des canalisations passant au-dessus, sous, ou à travers la digue pour identifier et traiter les premiers signes de détérioration ou de fuite.</p>	<p>Suivi des infiltrations et de la migration de sol de la digue.</p>
<p>Intrusion de racines à travers les joints</p> 	<p>Retrait de l'ensemble de la végétation du talus de la digue pour empêcher l'intrusion de racines à travers les joints.</p>	<p>Retrait de l'ensemble des racines ayant pénétré au sein des joints après enlèvement de la végétation au niveau du talus de la digue au-dessus de ces zones.</p>

Défaillances potentielles par érosion interne		
Constatations	Mesures préventives suggérées	Entretien/réparation suggéré(e)
<p>Trous de corrosion dans des canalisations en métal ondulé</p> 	<p>Les canalisations en métal ondulé sont conçues pour durer cinquante ans, mais il est conseillé de les inspecter souvent pour repérer des trous de corrosion (ainsi aux États-Unis, l'USACE impose des inspections tous les cinq ans).</p> <p>Certains facteurs peuvent réduire leur durée de vie, tels :</p> <ul style="list-style-type: none"> la détérioration du matériau de la conduite ; des défauts de construction ; des conditions environnementales défavorables. 	<ul style="list-style-type: none"> Couper la conduite et la remplacer ou insérer un manchon dans la conduite en utilisant une technologie sans tranchée. Souder de nouvelles sections en métal pour recouvrir les trous. Couvrir les trous avec du coulis de ciment ou du béton. Remplacer le revêtement bitumineux perdu à l'intérieur de la conduite.

Entretien : éviter l'érosion externe

Les conduites non correctement entretenues peuvent devenir incapables d'assurer le passage du débit pour lequel elles ont été conçues, en raison de l'accumulation de sédiments, de l'intrusion de racines ou de l'ovalisation de leur section.

La réduction de capacité d'une conduite peut :

- accroître la vitesse d'écoulement, provoquant un déversement incontrôlable à la surface de la digue et une érosion externe ;
- provoquer une accumulation d'eau en pied de digue côté zone protégée ne pouvant pas être évacuée. Cette accumulation peut saturer le pied, réduire la cohésion du sol côté terre et conduire à une érosion du talus de la digue ;
- provoquer un écoulement rapide de l'eau qui aurait dû être évacuée vers le côté eau de la digue, s'écoulant au contraire du côté zone protégée et en y provoquant une érosion externe.

Le tableau 4.28 énumère plusieurs situations conduisant à une érosion externe si elles ne sont pas traitées. Cf. tableau 4.30 pour des descriptions et images de la manière dont les techniques de réparation suggérées doivent être mises en œuvre.

Tableau 4.28 Problèmes pouvant provoquer une érosion externe

Défaillances potentielles par érosion externe		
Constatations	Pourquoi c'est considéré comme un problème et mesures préventives suggérées	Entretien ou réparations suggérés
<p>Érosion à proximité de la sortie de la canalisation, côté eau.</p>	<p>Peut être provoquée par un fossé d'écoulement des eaux ou une protection du talus inappropriés à proximité de l'exutoire de la canalisation.</p> <p>Envisager une bonne protection ou un bon revêtement du fossé au niveau du déversement ou des canalisations côté eau.</p>	<p>Mettre en place des matériaux de remblais dans de bonnes conditions d'humidité, calibrés et compactés au niveau des zones érodées. Les remblais compactés doivent être couverts de filtres granulaires et d'enrochements conçus pour résister aux vitesses constatées des eaux provenant des canalisations</p>

Défaillances potentielles par érosion externe		
Constatations	Pourquoi c'est considéré comme un problème et mesures préventives suggérées	Entretien ou réparations suggérées
<p>Accumulation de limon ou de sédiments dans la canalisation.</p> 	<p>Peut réduire la capacité de drainage de la canalisation et provoquer une saturation en pied de digue. Le pied de digue saturé peut provoquer une érosion ou augmenter exagérément la vitesse de l'eau, côté terre, provoquant une érosion externe.</p> <p>Maintenir le fossé de sortie de la canalisation avec suffisamment de pente pour permettre l'écoulement de la canalisation, empêchant une accumulation de sédiments à l'intérieur de la conduite. Envisager l'installation d'un piège à sédiments pour minimiser de futures arrivées de sédiments. Cf. chapitre 9 pour une bonne mise en place et un choix pertinent des pentes permettant l'autocurage.</p>	<p>Nettoyer les limons ou sédiments qui se sont accumulés à l'intérieur de la canalisation après un recalibrage du fossé extérieur. Ceci peut être effectué par un hydrocurage sous pression (enlèvement des limons) de l'intérieur de la canalisation.</p>
<p>Formation de glace dans les canalisations</p>  <p>À noter : Cette illustration montre un intervenant à l'entrée d'un espace confiné. S'il doit pénétrer dans l'espace confiné, il est nécessaire qu'il mette en œuvre des mesures particulières de prévention des risques en matière de santé et de sécurité, telles que se munir d'un équipement de surveillance du gaz et ne pas travailler seul. Cf. encadré sur les précautions de sécurité en début de section 4.15.</p>	<p>Peut réduire la capacité de la conduite, gêner la manœuvre des clapets ou des vannes et provoquer une saturation en pied de digue. Saturation qui entraîne une érosion ou une accélération exagérée de la vitesse de l'eau côté terre provoquant une érosion externe.</p> <p>Sous les climats froids, une fois la conduite posée dans la digue, le responsable ou le gestionnaire de la digue ne peut plus empêcher ce problème d'intervenir. Cf. chapitre 9 pour une bonne mise en place des canalisations au sein des digues sous des climats froids. Sous des climats tempérés et pour des projets de digue le long de cours d'eau présentant des crues lentes, et où la sortie d'émissaire est dégagée du niveau de l'eau, le clapet peut être attaché avec des chaînes.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Retirer la glace avec de la vapeur au niveau des fermetures. Rincer la canalisation à l'eau chaude pour faire fondre la glace. Programmer de fréquentes inspections des joints de canalisation pour repérer des signes de séparation des tuyaux.
<p>Dompage provoqué par des feux à proximité ou à l'intérieur de la canalisation</p> 	<p>Cela peut réduire la capacité de drainage de la conduite et provoquer la saturation du pied de digue. Cette saturation peut provoquer une érosion ou une accélération exagérée de la vitesse de l'eau côté terre, provoquant une érosion externe.</p> <p>Pour empêcher un dommage au niveau des conduites de drainage ou de la digue, il ne faut pas planter de cultures à proximité des conduites équipées de revêtements inflammables.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Ouvrir une tranchée et remplacer les canalisations si les dégâts font s'effondrer des canalisations ou provoquent un dommage significatif du revêtement intérieur. Insertion d'un manchon de revêtement dans la conduite en utilisant une technologie sans tranchée. Retirer le revêtement brûlé et insérer un nouveau manchon de revêtement. Interdire l'utilisation de polyéthylène à haute densité (HDPE) de grand diamètre pour minimiser le risque de feu dans la canalisation.

Défaillances potentielles par érosion externe		
Constatations	Pourquoi c'est considéré comme un problème et mesures préventives suggérées	Entretien ou réparations suggérés
Intrusion racinaire à travers les joints – qui réduit la capacité de drainage de la conduite et entraîne la saturation du pied de digue ; saturation qui peut elle-même entraîner une érosion ou une accélération exagérée de la vitesse de l'eau côté zone protégée source d'érosion externe. (cf. tableau 4.27).		

Entretien : éviter l'instabilité de digue

Des conduites mal entretenues peuvent s'écraser ou s'ovaliser, conduisant potentiellement à un dépôt local de sédiments ou à la formation de fissures en surface de digue. Tout mouvement de terrain d'une ampleur significative peut conduire à une instabilité de pente. Si la détérioration de la conduite produit une érosion interne, une perte substantielle de matériaux de digue peut également conduire à une instabilité de pente. Le tableau 4.29 décrit la manière dont les changements de forme des canalisations peuvent être évités ou réparés.

Cf. encadré 4.49 pour un exemple de la manière dont l'effondrement d'une canalisation peut endommager le sommet d'une digue.

Tableau 4.29 Problèmes entraînant une instabilité de la digue

Défaillances potentielles par une instabilité de la digue		
Constatations	Pourquoi c'est un problème et mesures préventives suggérées	Entretien ou réparations suggérés
<p>La canalisation se déforme (ovalisation ou écrasement)</p> 	<p>Cette déformation peut provoquer un tassement significatif du terrain, déstabilisant la digue au-dessus de la canalisation.</p> <p>Si les terrains ne sont pas bien compactés lors de la mise en place de la canalisation, un effondrement peut se produire. Cf. chapitre 9 pour la bonne mise en œuvre des canalisations au sein d'une digue, de manière à s'assurer que le lit de pose et le remblaiement sont bien effectués. Pour cela :</p> <ul style="list-style-type: none"> • porter une attention particulière à la remise en état des systèmes de protection contre la corrosion lorsque celle-ci est repérée à l'intérieur d'une conduite ; • établir un programme d'inspection des conduites pour évaluer régulièrement les systèmes de protection contre la corrosion. 	<p>Dans la plupart des cas, une fois que la conduite a commencé à s'ovaliser ou à s'aplatir au niveau de sa partie supérieure, ou qu'elle a perdu plus de 5 % de sa hauteur intérieure d'origine, elle doit être remplacée selon les méthodes conventionnelles en tranchée ouverte.</p>
<p>Une érosion à proximité de la sortie de la canalisation côté eau peut conduire à une instabilité si des parties significatives de la digue sont déstabilisées par l'érosion (cf. tableau 4.28)</p>		

Encadré 4.49

Défaillance de canalisation provoquant un fontis au sommet d'une digue du système d'endiguement de Jeffersonville/Clarksville, Indiana, États-Unis

Sur la digue de Jeffersonville/Clarksville, dans l'Indiana, deux conduites en métal ondulé de 1,8 mètre de diamètre se sont effondrées en 1996 en dessous d'une digue de 10,7 mètres de haut. Cette digue est sous la responsabilité de l'USACE du district de Louisville. Les conduites étaient vieilles de cinquante ans. Si elles avaient lâché au cours d'une crue, la cavité produite (cf. figure 4.56) aurait pu amener à une rupture de la digue en raison d'une érosion interne ou d'une brèche par surverse. Pour réparer la digue, la totalité de la section concernée a été excavée et les canalisations ont été remplacées.

Cette expérience a amené le district de Louisville à mettre en place un programme d'inspection pour s'assurer que les conduites du système de lutte contre les inondations passant à travers la digue ne menacent pas son intégrité. Des inspections sont effectuées en entrant physiquement dans les canalisations ou par vidéo.



Figure 4.56 Cavité d'effondrement apparue lorsque deux canalisations en métal ondulé de 1,8 m de diamètre se sont effondrées sous une digue de l'Indiana, aux États-Unis

L'encadré 4.50 décrit l'utilisation d'un écran anti-affouillements par la Commission de l'eau et des frontières internationales des États-Unis (USIBWC) pour empêcher la formation de conduits au niveau des buses.

Encadré 4.50

Une mesure préventive qui a bien fonctionné pour l'USIBWC

Un écran anti-affouillements doit être inclus lors de l'installation d'une buse de manière à empêcher la formation d'un renard hydraulique le long de celle-ci. Pour les conduites ondulées, l'écran anti-affouillements peut être en aluminium ou en plastique. Un type de buse ayant bien fonctionné sur les territoires de l'USIBWC est un tuyau à joint de caoutchouc. La conduite est très solide et avec des rebords pour lui conférer une solidité supplémentaire. Un berceau peut être mis en place en conjonction avec l'écran anti-affouillements. Les conduites ondulées en aluminium et en acier ne fonctionnent pas bien dans les zones côtières en raison de la salinité de l'eau. Dans ces environnements, l'USIBWC s'est rendu compte que les conduites ondulées en plastique ou les conduites en béton étaient mieux adaptées à la prévention de la corrosion.

Réparation des buses et des canalisations d'écoulement

Le tableau 4.30 décrit plusieurs moyens communs de résoudre les problèmes de buses et de conduites d'écoulement. Consulter un concepteur de digue si :

- un problème nécessite une excavation et l'enlèvement ou le remplacement de la conduite ;
- l'inspection de la conduite révèle une ouverture ou une détérioration autour des joints de la canalisation ;
- la réparation de la canalisation nécessite également de réaliser une protection importante à son extrémité ou au niveau de la risberme pour résister à la vitesse de l'eau ;
- la solution nécessite que la canalisation soit obstruée et abandonnée (sous réserve que celle-ci ne soit plus nécessaire au système de protection contre le risque d'inondation).

Tableau 4.30 Types et descriptions des techniques de réparation

Types de réparation	Description des réparations
<p><i>Technologie sans tranchée par tubage</i></p> 	<p>Un tubage est la mise en place d'un tuyau à l'intérieur d'une canalisation hôte de plus grandes dimensions.</p>
<p><i>Injection d'un coulis au niveau des joints</i></p> 	<p>L'injection de coulis au niveau de joints ouverts (en isolant l'articulation) peut empêcher le sol de la digue de s'éroder à l'intérieur de la canalisation. La résine chimique est injectée à travers les joints et au niveau du sol alentour où elle se solidifie pour former une masse étanche qui ne peut plus s'éroder dans la canalisation (ICM, 2012).</p>
<p><i>Le curage</i></p> 	<p>Une fraise en forme de tire-bouchon est fixée à l'extrémité d'un câble métallique souple et est actionnée par un moteur. Elle tourne dans la canalisation obstruée jusqu'à rencontrer le bouchon. À ce moment, la tête de forage détruit l'obstacle. Cette méthode est particulièrement efficace lorsqu'elle est utilisée en conjonction avec une inspection vidéo (SewerTV, 2012).</p>

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Types de réparation	Description des réparations
<p data-bbox="304 226 847 257"><i>Nettoyage sous pression : l'hydro curage (enlèvement des limons)</i></p> 	<p data-bbox="855 226 1402 414">Un hydro curage avec jet d'eau sous pression peut être utilisé pour éliminer les accumulations de limons ou de sédiments à l'intérieur des canalisations. Un tuyau est introduit dans les canalisations et projette des jets d'eau puissants allant jusqu'à 28 MN/m² (4 000 psi). Un embout à l'extrémité du tuyau transforme l'eau en jet « décapant » qui élimine les dépôts des parois de la canalisation, rince les déchets et rétablit la totalité de la capacité d'écoulement (DrainPower, 2012).</p>
<p data-bbox="304 696 847 728"><i>Renforcement du fossé</i></p> 	<p data-bbox="855 696 1402 808">Les fossés à proximité d'un exutoire du côté eau d'une digue sont renforcés ou protégés avec des pierres ou un enrochement pour prévenir l'érosion provoquée par un écoulement rapide en sortie de canalisation.</p>

D'autres méthodes de réhabilitation de conduites, pouvant être adaptées aux conduites traversant les digues, comprennent le traitement en place des canalisations, le chemisage, le revêtement par injection et le fonçage horizontal. Les méthodes de réhabilitation des canalisations doivent être examinées et validées par l'autorité de contrôle pour vérifier leur adaptation à des digues. Certaines de ces méthodes ont des limites qui peuvent les rendre inacceptables pour une digue. Pour davantage d'informations sur les bonnes pratiques dans la mise en œuvre de ces mesures de réhabilitation, cf. chapitre 9.

Entretien des dispositifs associés aux buses et canalisations

Un entretien régulier des dispositifs associés aux canalisations (par exemple les clapets, vannes guillotines ou coulissantes, soupapes d'évacuation de l'air et grilles de récupération des déchets), en plus des canalisations elles-mêmes, est recommandé pour assurer leur fonctionnement quotidien et leur fiabilité dans le temps. Le tableau 4.31 énumère les pratiques habituelles d'entretien pour ces dispositifs.

Tableau 4.31 Dispositifs associés aux buses et canalisations et entretien

Composante	Pratiques habituelles d'entretien
Clapets, vannes à ouverture manuelle et vannes commandées à distance (y compris les vannes guillotines ou coulissantes et les valves)	<ul style="list-style-type: none"> Examiner, graisser et effectuer une manœuvre d'essai au moins une fois tous les 90 jours. Passer à la brosse métallique et vérifier les surfaces portantes et l'assise des clapets pour s'assurer que le contact est continu et qu'il y a une bonne étanchéité. Examiner les bagues et les axes des charnières pour repérer une usure excessive. Les remplacer si le clapet et le support d'assise ne sont pas correctement alignés. Sabler et peindre (protection adaptée contre la corrosion) les pièces en acier de ces composants lorsqu'elles montrent des signes de détérioration résultant de la corrosion. Inspecter les vannes et effectuer des essais de manœuvres. Les vannes sont souvent équipées d'un indicateur visible de position ; lors de l'ouverture ou de la fermeture de la vanne, il faut veiller à ne pas dépasser la course normale de celles-ci. Dépasser la course normale peut endommager le mécanisme de tige ou les boulons d'ancrage des montants. À effectuer soit avec deux personnes pour une inspection visuelle complète, soit à l'aide d'une caméra montée sur une tige télescopique.
Clapet aux extrémités des conduites d'évacuation des pompes	<ul style="list-style-type: none"> Se reporter à la ligne précédente. Envisager d'installer des butées à ressort d'absorption de l'énergie pour limiter la course de la vanne. Lorsque la pompe commence à évacuer l'eau, la pression peut produire une ouverture brutale du clapet, amenant le corps du clapet à heurter violemment la paroi supérieure de la sortie, auquel cas le clapet peut être endommagé.
Soupapes d'évacuation de l'air (ventouses)	<ul style="list-style-type: none"> Effectuer des essais d'ouverture au moins tous les six mois. Vérifier que l'entretien nécessaire a été effectué. S'assurer que les ventouses ne sont pas bouchées par de la peinture. Réparer les soupapes cassées (elles peuvent être sujettes à un dommage dû aux chocs de l'engin de fauchage et des véhicules d'entretien en raison de leurs installations généralement effectuées au niveau de la crête de digue). Si les soupapes sont fréquemment cassées, il est possible d'installer des bollards de protection.
Grilles pour les déchets (à l'entrée des canalisations gravitaires)	<p>Bien que toutes les grilles ne soient pas facilement visibles, elles doivent être inspectées et entretenues. De nombreuses stations de pompage sont construites avec des canalisations gravitaires traversant l'ouvrage, avec parfois des grilles pour les déchets.</p> <ul style="list-style-type: none"> Retirer les déchets accumulés pour permettre à l'eau de s'écouler librement à travers la canalisation. Réparer les grilles endommagées (à noter que l'acier galvanisé se corrode fortement s'il est en permanence dans l'eau).

4.15.2 Canalisations tierces et câbles des opérateurs de réseaux

La présente section expose :

- la raison pour laquelle les canalisations et câbles sont une source de préoccupation ;
- l'entretien des canalisations et des câbles ;
- leur réparation ;
- la détermination des situations où les réparations ne relèvent plus du fonctionnement et de l'entretien.

Pourquoi ces canalisations et câbles posent-ils problème ?

Les canalisations des opérateurs de réseaux sont utilisées pour transporter de l'eau (par exemple d'irrigation), du gaz naturel, des produits chimiques dangereux, des produits pétroliers ou des eaux usées. Les câbles des opérateurs de réseaux transmettent l'électricité, la télévision par câble, Internet, ou le téléphone (souvent par l'intermédiaire de fibres optiques). Ces canalisations et ces câbles ne faisant pas partie du système de lutte contre les inondations, ils sont considérés comme des « occupations par des tiers » et doivent être gérés en tant que telles (cf. section 4.4). Les canalisations et câbles constituent souvent un risque supplémentaire pour le système d'endiguement. Leur détérioration, mauvaise installation ou dysfonctionnement peuvent avoir un impact négatif sur la digue. Pour ces différentes raisons, ils doivent être inspectés régulièrement pour s'assurer qu'ils ne menacent pas l'intégrité de l'ouvrage.

Ci-dessous, des exemples de risques possibles générés par les canalisations et câbles :

- un écoulement d'eau provenant d'une canalisation d'eau sous pression ou non à l'intérieur de la digue (cf. figure 4.57) peut provoquer une érosion interne ;
- une canalisation de gaz sous pression présentant des fuites au sein de la digue peut créer une poche de gaz pouvant soit déformer la digue soit provoquer une explosion ;
- les produits chimiques dangereux ou les canalisations d'eaux usées fuyant du côté eau de la canalisation ou au sein de la digue peuvent créer des problèmes environnementaux ;
- si un câble électrique tiers est endommagé, l'alimentation électrique des pompes ou des équipements d'urgence liés au système de protection contre le risque d'inondation peut être interrompue.

L'encadré 4.51 illustre la manière dont un nouveau développement dans la zone protégée par la digue peut accroître la demande d'accès aux services publics à travers celle-ci.



Figure 4.57 **Indice d'une fuite de canalisation d'alimentation en eau – accumulation d'eau au niveau du pied de digue côté zone protégée**

Encadré 4.51

Autorisation des réseaux de services publics sous, au-dessus ou à travers les digues aux États-Unis

Aux États-Unis, de nombreuses zones inondables au sein d'agglomérations disposant de systèmes d'endiguement ont été utilisées pour des industries lourdes ou le secteur du transport jusque dans les années 1970. Lorsque l'économie des États-Unis a évolué de l'industrie vers les services, un nouveau développement s'est produit dans un grand nombre de ces zones protégées, avec pour conséquence la construction de zones de loisirs, de restauration et de divertissement. Cette évolution a provoqué une augmentation des demandes d'autorisation pour mettre en place des canalisations tierces sous, au-dessus ou à travers les digues et les ouvrages de protection contre les inondations.

Entretien des canalisations et des câbles tiers

Certains gestionnaires de digues confient la responsabilité des inspections et des réparations des canalisations aux responsables de ces canalisations. Ce mode d'organisation fonctionne plutôt bien de leur point de vue. Quelle que soit l'organisation retenue, une communication fréquente entre le responsable de la canalisation et le gestionnaire de la digue est essentielle. De cette manière, si l'un ou l'autre remarque un problème sur une canalisation, il en avertit l'autre et la canalisation doit être fermée jusqu'à ce que le problème soit résolu. Si une canalisation est sous pression, son responsable doit disposer d'une procédure pour détecter la perte de pression et disposer d'un moyen rapide d'informer le gestionnaire de la digue d'une fuite possible ou d'un autre problème.

Le tableau 4.32 propose des méthodes préventives et des solutions possibles aux problèmes relatifs aux canalisations nouvellement installées ainsi que les canalisations déjà présentes au sein d'une digue.

À noter qu'une fuite importante peut entamer le talus en quelques minutes. Des mesures préventives doivent être prises. Quand une fuite importante est détectée, il est trop tard pour la plupart des solutions suggérées dans le tableau.

Tableau 4.32 **Problèmes spécifiques associés aux canalisations de service public passant au-dessus, en dessous et à travers les digues**

Problèmes	Mesures préventives	Solutions possibles
Difficulté d'inspection des canalisations (généralement en raison de problèmes de propriété ou d'accès avec les propriétaires situés à proximité des canalisations)	<ul style="list-style-type: none"> Le titre d'occupation pour une canalisation sous pression traversant la digue doit comprendre des informations sur les aspects fonciers permettant l'accès pour les inspections (cf. section 4.4 et chapitres 5 et 9 pour davantage d'informations). Travail avec le législateur pour rechercher la mise en place de dispositions autorisant les inspecteurs de digue à accéder à l'ensemble des installations pouvant impacter la digue, notamment les canalisations. 	Rechercher ou s'assurer de servitudes ou de droits d'entrée lorsque cela est nécessaire.
Absence de vannes de fermeture	Le responsable de la digue ou de son entretien doit coopérer avec les propriétaires de canalisations existantes pour les équiper avec des vannes à moins de 15 mètres du pied de digue côté zone protégée et côté eau, de manière à s'assurer que ces réseaux peuvent être coupés en cas de rupture de réseau sous pression ou en prévision d'entretien. Les vannes doivent pouvoir être fermées avant ou pendant une crue. Cette mise en place garantit qu'il existe un moyen de contrôler l'écoulement à travers la digue lors d'une crue. Dans le cas le plus défavorable, si l'écoulement est arrêté en actionnant cette vanne et qu'il existe un risque de fuite dans la canalisation côté eau, il est possible que le talus côté eau soit perdu. Sacrifier le talus côté eau est préférable au fait de voir se prolonger une fuite d'eau à travers la totalité de la digue.	<p>Équiper les canalisations existantes avec des vannes de fermeture des deux côtés du talus de la digue</p>  <p>Fermeture satisfaisante au niveau de la digue de Butte Creek, en Californie, aux États-Unis</p>
Difficulté à obtenir des rapports d'inspection auprès du service responsable des canalisations (généralement son propriétaire)	<ul style="list-style-type: none"> Exiger que le responsable de la canalisation fournisse les rapports et les conclusions d'inspection conformes à la réglementation nationale en la matière. Envisager de déplacer la canalisation à l'extérieur de la digue si le responsable rechigne à fournir cette information. 	<ul style="list-style-type: none"> Obtenir les rapports d'inspection des canalisations auprès du responsable (cf. chapitre 5 pour des techniques d'inspection de canalisations). Menacer de retirer l'autorisation au responsable de la canalisation (s'il y a lieu). Envisager de disposer de personnel, d'équipement ou de financement supplémentaires au bénéfice du responsable de l'entretien de la digue pour qu'il puisse effectuer l'inspection (dans l'idéal payé par le propriétaire de la canalisation).
Difficulté à localiser les canalisations existantes au sein de la digue	Exiger que les installateurs des nouvelles canalisations suivent les recommandations pour l'installation de canalisations sous pression.	<p>Mettre en place un programme d'identification de l'ensemble des canalisations passant au-dessus, sous ou à travers la digue, en exploitant :</p> <ul style="list-style-type: none"> les documents d'archives ; des vérifications de terrain ; des relevés de géoradar ; des techniques acoustiques ; le développement d'un système efficace de suivi des occupations par des tiers, notamment des canalisations (cf. section 4.4).

Problèmes	Mesures préventives	Solutions possibles
Les réseaux d'eaux usées (canalisations en béton) présentent facilement des ouvertures de joints	Éviter un tassement différentiel en ne plaçant pas de charges lourdes sur des portions de digues comportant des canalisations (par exemple matériaux de remblai ou bâtiments).	Si l'ouverture n'a pas encore provoqué l'érosion des matériaux de remblai autour de la canalisation, les solutions suivantes peuvent être envisagées : <ul style="list-style-type: none"> ● technologie de tubage sans tranchée ; ● injection sous pression au niveau des joints ; ● si les dégâts sont importants, utiliser des méthodes de tranchée traditionnelles. Le tableau 4.30 fournit des descriptions et des images de réparations.
Détérioration de canalisations et fuite de canalisations sous pression, pouvant être détectées en observant : <ul style="list-style-type: none"> ● le liquide se déversant du talus de digue ; ● une accumulation d'eau à la base de la digue dans une zone où l'on sait qu'une canalisation est présente. 	Envisager de déplacer la canalisation à l'extérieur de la digue si le responsable refuse de fournir cette information.	Lorsque des fuites de canalisation sont détectées : <ul style="list-style-type: none"> ● demander au responsable les rapports d'inspection de la canalisation ; ● creuser, remplacer et remblayer la canalisation tierce ; ● ne pas autoriser le remplacement d'une canalisation au sein d'une digue une fois une fuite détectée. Un abandon dans de bonnes conditions et un changement de parcours de la canalisation sont nécessaires – ou elle doit être reconstruite au niveau d'une surépaisseur au-dessus de la crête de digue.

Réparation de canalisations et câbles de tiers

Le tableau 4.33 indique des réparations ou des actions recommandées pour une sélection de problèmes liés aux canalisations et câbles de tiers. À titre de recommandation, la méthode de réparation sélectionnée doit présenter le minimum de risques pour le système de protection du risque d'inondation. D'une manière générale, les méthodes par tranchée ouverte sont les moins souhaitables pour la réparation des canalisations ou des câbles passant sous ou à travers une digue. Cf. encadré 4.52 pour un exemple de processus de décision utilisé en vue de réparer une canalisation de gaz.

Tableau 4.33 Problèmes de canalisations et câbles et réparations possibles

Constatations	Réparations suggérées ou actions recommandées
Fuite au niveau de la canalisation	<ul style="list-style-type: none"> ● La réparation consiste typiquement à creuser, remplacer et éventuellement enrober la section de canalisation nouvellement changée. ● Elle doit être réparée immédiatement.
Ouverture de joint	Cf. section 9.15.4 pour de possibles techniques de réparation.
Canalisation en fin de vie	<ul style="list-style-type: none"> ● Le responsable de la canalisation peut décider de demander une autorisation pour fermer et abandonner ce réseau sur place et en construire un nouveau ailleurs. Il faut coordonner ces décisions avec le gestionnaire de la digue et le responsable de son entretien. ● Il est bon d'exiger la validation écrite de l'autorisation de la part du responsable de la digue et de l'entretien.
La canalisation ne possède pas de vanne de fermeture	Équiper la canalisation avec des vannes à étranglement ou à fermeture (les vannes permettent d'isoler la section de canalisation traversant la digue, de manière à ce que l'érosion interne puisse être minimisée en cas de fuite).
Canalisations ou câbles endommagés	Peuvent être rempli(e)s avec un coulis de ciment à retrait compensé, ou avec une mousse dense expansive (par exemple aux États-Unis Semco PR-82 ou équivalent).

Les réparations de canalisations tierces doivent faire l'objet d'un test de mise en pression conforme aux prescriptions des fabricants de conduites (par exemple aux États-Unis, ceux de l'Association américaine des ouvrages hydrauliques – Awwa) avant remblayage et compactage autour de la zone de réparation de la canalisation, de manière à vérifier que la réparation s'est bien déroulée. Dans le cas d'une canalisation abandonnée en place et comblée avec un coulis, le volume à combler doit être précisément calculé pour

s'assurer que la conduite a bien été complètement remplie. Si la conduite absorbe un volume de coulis différent de celui indiqué par le calcul, la canalisation peut être partiellement obstruée ou un vide peut exister. Auquel cas une réparation par tranchée ouverte peut s'avérer nécessaire. Cf. figure 4.58 pour un exemple de réparation par tranchée ouverte.

Situations dans lesquelles les réparations ne relèvent plus du seul entretien

Si une réparation nécessite de creuser, de retirer et de remplacer une canalisation tierce, un concepteur de digue associé à la tierce partie doit être impliqué. Après l'installation d'une canalisation ou d'un câble, ils doivent faire l'objet d'un entretien et d'une surveillance. Lors de l'étape de conception d'une canalisation traversant une digue, il est important de parfaitement comprendre et d'anticiper l'ensemble des considérations de long terme de gestion et d'entretien. Il convient également de prendre en compte la période de l'année pour les réparations, puisque d'importantes réparations effectuées pendant la saison des crues augmentent le risque pour les enjeux situés dans la zone protégée.

Un opérateur de réseaux peut disposer de ses propres concepteurs, utilisant des normes spécifiques pour établir les plans et les spécifications pour le déplacement, le remplacement ou l'abandon de canalisations ou de câbles. Ces normes doivent être évaluées et validées par le gestionnaire de la digue pour s'assurer que les impacts sur la digue n'affecteront pas ses performances en charge maximale.



Figure 4.58 **Réparation en tranchée ouverte d'une canalisation d'alimentation en eau placée à l'intérieur de la digue présentant des fuites (réparations techniques les moins souhaitables en raison de leur coût et des perturbations du profil de la digue)**

Encadré 4.52

Réparation d'une canalisation de gaz et abandon – le processus décisionnel, Cincinnati, États-Unis

La digue d'origine comprenait un fourreau en acier de 0,6 mètre directement intégré dans le seuil en béton d'une fermeture de route, à travers lequel passait une conduite de gaz à haute pression de 0,45 mètre. La société de gaz a constaté que la conduite d'origine s'était détériorée et devait être remplacée. Le processus de décision pour remédier à cette situation s'est déroulé comme suit :

- si la conduite de remplacement était identique ou plus petite que la conduite d'origine, l'espace annulaire entre le fourreau et la nouvelle conduite devait être rempli de matériaux ou de produits étanches sous forme annulaire (cf. figure 4.59) ;
- si la conduite de remplacement proposée avait été trop large pour rentrer dans l'encaissant d'origine, alors les options de réparation auraient été plus complexes. Une démolition partielle du seuil d'emprise aurait été nécessaire, de manière à ce qu'un nouveau fourreau, plus large, puisse être intégré dans le seuil (cf. figure 4.60). Cette option aurait exposé le responsable de la digue à un risque plus important pendant la saison des crues et aurait augmenté la période de fermeture de la route ;
- le responsable aurait pu refuser à la société de gaz le remplacement de la conduite et exiger, qu'une fois la conduite enlevée, la gaine d'origine soit remplie de coulis et abandonnée sur place.

Encadré 4.52 (suite)

Réparation d'une canalisation de gaz et abandon – le processus décisionnel, Cincinnati, États-Unis

Figure 4.59 **Conduite de gaz sous haute pression en polyéthylène (PE) dans un fourreau en acier – intégrée à un seuil en béton – rempli avec une mousse expansive.**



Figure 4.60 **Seuil en béton restauré et nouveau revêtement en asphalté au-dessus du seuil abritant la conduite de gaz.**

4.16 TRANSITIONS DE DIGUES

Un système de réduction des risques d'inondation peut comprendre des digues et d'autres ouvrages tels que des murs et des portes, qui constituent des modifications du profil de digue. Une transition est un point de la digue caractérisé par un changement de géométrie de son profil en travers (souvent visible et mesurable), de type de matériau, de charge ou de résistance (cf. section 3.4.3). Voici quelques exemples de transitions :

- changement de la géométrie (angle du talus de digue) ou de l'alignement de digue ;
- changement de type de digue, par exemple d'une digue en terre à un mur contre les inondations en béton, où le revêtement en enrochements ou la digue en remblai rejoignent le terrain naturel ;
- des objets sont situés sur la digue (sur ses talus), par exemple une pile de pont, un bâtiment ou des escaliers ;
- la digue en terre rejoint d'autres ouvrages, par exemple un ouvrage de fermeture ;
- la limite entre un revêtement en enrochements et le talus de la digue.

L'interface entre la terre d'une digue et la surface d'ouvrages intégrés (partiellement), comme notamment des conduites ou des buses, peut également être considérée comme une transition. Des problèmes liés à ces transitions sont évoqués aux sections 4.15 et 4.17).

Les figures 4.61 et 4.62 illustrent deux types de transition.



Figure 4.61 **Transition entre un mur contre les inondations en une digue**
(Rushford, Minnesota, États-Unis)



Figure 4.62 **Digue se raccordant au terrain naturel surélevé**
(Halstad, Minnesota, États-Unis)

Les transitions sont des points faibles bien connus dans une digue. Des défaillances interviennent pour deux raisons principales :

- **l'érosion externe** : l'eau s'écoulant le long d'une digue (digue de fleuve, de rivière ou de ruisseau, ou couverture rocheuse protégeant la côte de l'action des vagues ou du mouvement des marées) peut provoquer des écoulements turbulents en zone de transition en contact avec des matériaux différents. La turbulence peut déplacer des rochers, affouiller au travers d'une couverture rocheuse ou provoquer l'érosion d'un talus en terre au point qu'une défaillance peut intervenir si la digue n'est pas suivie et réparée. Les figures 4.63 et 4.64 présentent des exemples de dommages de transition à la suite d'une crue à Rushford, dans le Minnesota, aux États-Unis ;
- **l'érosion interne** : l'écoulement d'eau à travers la digue est impacté par la présence de structures ou d'objets présentant une perméabilité différente (souvent plus faible). La concentration d'un écoulement dans le terrain peut accroître localement les gradients hydrauliques, augmentant le risque d'érosion interne.

Si les structures présentes à l'intérieur ou sur la digue provoquent une élévation de la nappe phréatique à l'intérieur de la digue, leur présence peut même affecter la stabilité des talus.

Déterminer si une zone de transition est problématique

Les méthodes d'évaluation des zones de transition sont propres à chaque pays. L'encadré 4.53 en donne trois exemples.



Figure 4.63 **Transition entre une digue et un enrochement.**
Une érosion s'est produite en amont et en aval de la zone d'enrochement, et une couche d'assise de la partie inférieure de l'enrochement a été emportée



Figure 4.64 **Arrachement du côté terre d'une transition entre la digue et le mur de lutte contre les inondations suite à une surverse**

Encadré 4.53

Approches propres à chaque pays pour déterminer si une zone de transition pose problème

Aux États-Unis, le Corps des ingénieurs de l'armée (USACE) utilise des recommandations mentionnées dans son guide des inspections ou une liste de points de contrôle des zones de transition. L'USACE suit également étroitement l'ensemble de l'érosion s'étant produite au niveau de la digue elle-même ou au niveau de sa zone d'influence, si elle est susceptible de compromettre la stabilité de ses fondations.

En Angleterre et au Pays-de-Galles, bien que les transitions ne soient pas spécifiquement traitées dans le guide d'évaluation de l'état des ouvrages (Environment Agency, 2006), tout défaut lié à une zone de transition est censé être relevé lors des inspections visuelles de routine effectuées pour identifier les faiblesses de chaque section de digue.

Aux Pays-Bas, certaines caractéristiques de transition sont spécifiquement incluses dans les évaluations de sûreté obligatoires. Des conseils sont donnés pour une gamme de types de transition, dont des digues aux dunes, des digues aux terrains en hauteur, ainsi que les transitions entre différents types de revêtement.

Prévention d'une érosion interne et externe par entretien des transitions

Dans la mesure du possible, les transitions doivent être évitées pour limiter les problèmes d'érosion interne et externe. Un système efficace de contrôle et d'autorisation des occupations est donc important.

Une fois que la transition de digue est en place, l'entretien peut ne pas suffire pour empêcher l'érosion. Toutefois, l'entretien périodique de la digue à proximité des transitions peut empêcher d'accroître les discontinuités au niveau des transitions, ou d'affaiblir la digue à proximité d'une transition.

Par exemple :

- les structures encastrées nécessitent généralement de bonnes fondations et peuvent exiger l'utilisation de matériaux non cohésifs. Toutefois, si de tels matériaux sont également utilisés pour un remblayage à proximité de la surface de la digue, ils peuvent augmenter la vulnérabilité à l'érosion ;
- l'utilisation d'herbicides pour entretenir les escaliers d'une digue affaiblit ou élimine le couvert herbacé immédiatement adjacent aux escaliers, augmentant en ces points la vulnérabilité des digues à l'érosion.

Réparation des effets de l'érosion au niveau des zones de transition

Le tableau 4.34 recommande des réparations pour des dommages déjà produits.

Tableau 4.34 Prévention de l'érosion au niveau des transitions

Constatations	Cause du phénomène observé	Solutions possibles de réparation
Une érosion de surface est provoquée par les mouvements de l'eau au niveau des zones de transition (action des vagues ou des marées ou écoulement d'un cours d'eau)	Mouvement d'eau progressif (par exemple zones de marées, zones avec une action des vagues minimale ou faibles vitesses d'écoulement)	<p>Réparation de l'érosion avec des matériaux argileux :</p> <ol style="list-style-type: none"> retirer et scarifier la surface érodée ainsi que la zone adjacente pour permettre une bonne liaison avec le nouveau matériau de remblai et les matériaux déjà en place. Éviter d'effectuer les réparations lorsque le sol est gelé, ou alors l'ensemble de la partie gelée du terrain doit être retirée au préalable ; apporter des matériaux de remblai adaptés, de préférence des matériaux composés d'argiles hautement plastiques (CH) ou des argiles limoneuses ou sableuses (CL), en couches peu denses d'un maximum de 0,15 mètre d'épaisseur. La teneur en eau des matériaux de remblai doit être dans des intervalles acceptables avant la mise en place. L'appréciation de la bonne teneur en eau à partir de l'apparence extérieure assurée par des personnes formées en géotechnique ou en terrassements ; compacter les couches de remblai, soit manuellement, soit à l'aide d'un petit équipement mécanique. Des couches doivent être ajoutées dans des zones basses jusqu'à ce que le remblai soit légèrement en surépaisseur au-dessus de la zone érodée ; remettre la terre végétale en place ainsi que le couvert herbacé ; si le couvert herbacé est soumis à une érosion répétée, un renforcement du sol peut être utilisé pour aider à stabiliser la zone de transition. <p>Il est possible d'utiliser des tapis artificiels disposant d'ancrages jusqu'au sein du talus de la digue. L'herbe et la végétation se développent dans les ouvertures des tapis pour contribuer à stabiliser la terre et apporter une protection minimale contre l'érosion. Les tapis artificiels fonctionnent bien à la base des murs de lutte contre les inondations, au niveau des transitions entre les murs contre les inondations et les digues, ainsi qu'aux limites des protections en enrochements, ou pour toute zone non soumise à des écoulements rapides.</p>
	Cf. figure 4.64	<p>Les options possibles comprennent l'utilisation de matériaux d'assise en sable ou en gravier, de parements en enrochements et de blocs de béton liés (autobloquants ou matelas en béton).</p> <p>La protection en enrochements et le choix des matériaux d'assise sont d'abord le fait du concepteur de la digue, qui choisit le calibre du sable, du gravier et des blocs en fonction de la vitesse d'écoulement ou de l'action des vagues :</p> <ul style="list-style-type: none"> en fonction de l'assise et de l'épaisseur de blocs retenus, retirer et scarifier la surface érodée ainsi que la zone adjacente pour permettre une bonne liaison des matériaux d'assise avec les matériaux en place ; les matériaux d'assise en sable ou en gravier sont mis en place et compactés soit manuellement soit avec un petit équipement mécanique avant de mettre en place les blocs de surface. <p>Pour des zones d'écoulement rapide ou des zones où les matériaux d'assise ont été entraînés sous la protection en enrochements de surface, une couche de géotextile peut être intercalée entre les couches de sable ou de gravier afin d'apporter une protection supplémentaire.</p> <p>Si la protection en enrochements est plus haute que le talus en terre alentour, une stabilisation de remblai supplémentaire telle qu'un tapis artificiel peut être envisagée à chaque extrémité du revêtement en enrochements pour contribuer à stabiliser le sol susceptible d'être à nouveau érodé et à réduire les turbulences lorsque l'eau s'écoule au-dessus des pierres.</p>

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Constatations	Cause du phénomène observé	Solutions possibles de réparation
<p>Une érosion de surface est provoquée par les mouvements de l'eau au niveau des zones de transition (action des vagues ou des marées ou écoulement d'un cours d'eau)</p> <p>Voir figure 4.64</p>	<p>Des écoulements très rapides ou une action des vagues soumettant un talus en terre à une érosion continue</p>	<p>Les solutions possibles comprennent des protections en enrochements lourds, des blocs en béton liés ou d'autres méthodes de déviation de l'écoulement à l'écart des zones de digue, comme des épis au niveau du cours d'eau ou de tombolos en mer. Lorsque ces conditions existent, il est recommandé de procéder à une minutieuse étude d'ingénierie :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. retirer et scarifier la surface érodée ainsi que la zone adjacente pour permettre une bonne liaison des matériaux d'assise avec les matériaux en place ; 2. compacter les couches de remblai, soit manuellement, soit à l'aide d'un petit équipement mécanique. <p>Mettre en place du béton banché ou sous forme de blocs articulés (autobloquants). Lorsqu'on met en place des plaques en béton ou des blocs articulés, il convient de veiller à ce que la surface libre soit de niveau avec le terrain ou le tapis herbacé environnant. Si la surface définitive est plus haute ou plus basse que la zone avoisinante, une nouvelle zone de transition serait créée, provoquant de l'érosion le long de la ligne de transition.</p>
<p>Érosion interne dans la digue affectant les matériaux des zones de transition en raison des pressions de soulèvement.</p>	<p>Infiltration excessive, claquage de la couverture argileuse de la digue, ou observation d'un éclatement du revêtement en enrochements</p>	<p>Il est nécessaire de demander immédiatement une étude d'ingénierie pour déterminer la bonne méthode en vue de la réparation. Une étude des contraintes internes ou du soulèvement hydraulique, et les réparations nécessaires ne relèvent pas de l'entretien normal de la digue.</p> <p>Lorsqu'une infiltration excessive, des sols mous ou la formation de conduits interviennent du côté terre de la digue, une étude d'ingénierie de terrain doit être menée pour déterminer les actions à entreprendre pour réduire les mouvements d'eau.</p> <p>Pour ce qui est des digues en sable avec une couverture argileuse, l'étude de terrain doit se concentrer sur les trous ayant pénétré la couche argileuse. Ces cavités peuvent avoir été provoquées par des racines d'arbres ou une végétation indésirable, l'activité de rongeurs ou des occupations non autorisées. Ces cavités doivent être comblées avec de l'argile compactée.</p> <p>Une érosion interne au sein des fondations de la digue doit être étudiée par un spécialiste, de manière à déterminer la meilleure méthode pour la ralentir ou l'éliminer. Pour plus d'informations sur l'érosion interne, cf. chapitre 3 du présent guide et/ou section 3.1.1 de Morris <i>et al.</i> (2012).</p>

Situations dans lesquelles les réparations ne relèvent plus du seul entretien

Un concepteur de digues et des règles de conceptions adaptées (cf. chapitre 9) doivent être mis à contribution dans les situations suivantes :

- **érosion interne, formation de renards hydrauliques et/ou de cratères de renard hydraulique (« sand boil »)** : au cours d'une crue, une infiltration excessive, des matériaux érodables ou saturés, ou des transports de particules de sol le long de zones de transition décrites précédemment, sont des motifs d'inquiétude et d'une revue de conception. Des infiltrations combinées avec un transport de matériaux peuvent rapidement détériorer l'intérieur d'une digue ou de ses fondations, provoquant un tassement excessif et une rupture potentielle ;
- **déplacement de blocs et de matériaux d'assise** : un déplacement récurrent des enrochements ou des matériaux d'assise au niveau des zones de transition à la suite d'une crue peut signifier que la protection en enrochements et les matériaux d'assise sont sous-dimensionnés pour la vitesse d'écoulement ou l'attaque des vagues. Une revue du projet doit être conduite pour vérifier que les matériaux sont correctement dimensionnés ;
- **érosion le long des murs de protection contre les inondations et protections en enrochements** : une répétition d'érosion ou d'arrachements le long d'un mur de lutte contre les inondations, de même qu'aux extrémités d'une protection en enrochements est le résultat d'écoulements turbulents. Si l'érosion ou l'affouillement deviennent un problème, des zones tampons telles que des tapis artificiels, des plaques de béton ou des blocs articulés ou autobloquants peuvent être mis en place pour empêcher une érosion ultérieure. Ceux-ci doivent être correctement conçus pour s'assurer qu'il existe un bon filtre entre le tapis et le sol sous-jacent, de même que pour vérifier que leur transition avec la digue ne pose pas de problèmes supplémentaires.

Davantage d'informations sur l'évaluation de l'état de la digue peuvent être trouvées au chapitre 5.

4.17 MURS DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS

Les murs de protection contre les inondations (cf. section 3.4.1.2) fonctionnent comme des massifs poids ou en flexion avec une semelle. Dans le contexte de digues, ils sont employés lorsque l'espace ne permet pas un élargissement de la digue, que les emprises ne sont pas disponibles ou que les fondations de la digue ne peuvent pas supporter le poids d'un remblai supplémentaire. Un mur de lutte contre les inondations bien conçu peut être une solution pérenne ne nécessitant que peu d'entretien tout en étant bon marché.

Un espace libre doit être délimité et conservé des deux côtés d'un tel mur, de manière à permettre les inspections, l'entretien et les activités en crise. Une largeur minimum de 4,6 mètres mesurée à partir de la surface des deux côtés du mur est adaptée. La zone doit être conservée libre de toute végétation autre qu'un couvert herbacé entretenu. Planter dans cette zone doit être interdit. Les systèmes racinaires peuvent déstabiliser le mur ou le détériorer localement. Par ailleurs, cette zone libre ne doit pas être creusée, ni utilisée pour des stockages ou pour implanter des ouvrages. Les murs de protection contre les inondations peuvent être particulièrement sensibles aux incendies : des matériaux inflammables ne doivent donc jamais être stockés à leur proximité.

Prévention de la détérioration des murs de protection contre les inondations

Le tableau 4.35 énumère des problèmes courants des murs de lutte contre les inondations, leur impact potentiel sur les digues et fournit des mesures préventives.

Tableau 4.35 **Constatations les plus fréquentes et mesures préventives relatives aux murs de protection contre les inondations**

Constatations	Impact potentiel sur la digue	Mesures préventives
Béton		
Érosion de la surface du béton (rend visibles des agrégats plus résistants situés au-dessous, amenant surface plus inégale ou marquée)	Pas d'impact immédiat, mais peut conduire à un écaillage, à un délitement et à des microfissures (le délitement est la détérioration du béton par perte de lambeaux et effritement).	Envisager l'application d'un revêtement protecteur par projection ou par badigeonnage de manière à retarder le processus (les surfaces horizontales peuvent autrement retenir l'humidité, accélérer les processus de gel et de dégel sous climats froids et affecter les joints d'expansion verticaux).
Efflorescences le long des petites fissures (les efflorescences sont liées à un précipité blanc de calcium laissé par de l'eau riche en minéraux lors d'une infiltration à travers le béton et s'évaporant à la surface du mur)	Pas d'impact immédiat, mais indique une infiltration. Peut affecter la digue à long terme si le mur continue à se détériorer.	<ul style="list-style-type: none"> Inspecter régulièrement le mur pour détecter des efflorescences. Déterminer la source d'entrée de l'humidité et poser un revêtement ou reboucher pour empêcher un affaiblissement du béton ou une augmentation de sa porosité.
Armature en acier devenue apparente	Des armatures en acier visibles ont une résistance plus faible et peuvent se corroder (lorsque l'acier se corrode, il provoque l'éclatement et la détérioration du béton en plus de la perte de diamètre des armatures).	<ul style="list-style-type: none"> Inspecter régulièrement le mur pour repérer les armatures visibles. Identifier et traiter la cause du problème. Reboucher ou réparer l'armature apparente, car la détérioration du béton continuera tant que l'acier est exposé.
Éclats et effritement du béton et effritement du béton	Peuvent conduire à un entretien et à des réparations plus importantes et plus coûteuses, dont le traitement de la corrosion d'armatures en acier – pas nécessairement un problème de sécurité du mur.	<ul style="list-style-type: none"> Au cours d'une inspection, identifier la décomposition en frappant légèrement des zones suspectes à l'aide d'un marteau, qui produisent un son creux. Identifier les zones présentant des effritements. Déterminer et traiter la source du problème – recouvrir le défaut pour prévenir une détérioration plus importante.
Fissures de retrait, détérioration, tassement, excès de contraintes, chocs ou autre cause	Peuvent conduire à un entretien et à des réparations plus importants et plus coûteux, y compris la corrosion des armatures en acier.	En général, l'entretien régulier ne suffit pas à empêcher ce type de fissuration, mais des inspections de routine peuvent révéler le problème.

Constatations	Impact potentiel sur la digue	Mesures préventives
Fissuration ou délitement du béton liée à la formation de glace au sein des fissures et des joints entre les panneaux	Pas d'impact immédiat. Des impacts sur le long terme peuvent affecter la digue si le mur continue à se détériorer.	<ul style="list-style-type: none"> Inspecter les murs et les joints entre les panneaux avant le début des périodes froides. Étanchéifier l'ensemble des fissures plus grandes que 0,3 millimètre ainsi que les joints.
Joints, mouvement des murs et tassement		
Détérioration des matériaux des joints et des étanchéités	Peut conduire à un délitement, à une fissuration ou à une infiltration excessive au niveau des joints entre les panneaux.	<ul style="list-style-type: none"> Mettre en place un programme d'inspection régulière des joints. Remplacer les parties des joints endommagées. Envisager le fait que le tassement différentiel (horizontal ou vertical) puisse avoir endommagé les dispositifs d'étanchéité.
Séparation de joints (résulte généralement d'un tassement)	Peut conduire à une infiltration excessive au niveau des joints entre les panneaux et à une augmentation du potentiel d'affouillement des terrains adjacents.	<ul style="list-style-type: none"> (voir ci-après le tassement différentiel)
Tassement différentiel entre des blocs de mur de protection (c'est-à-dire basculement) lorsqu'un des blocs s'incline vers la terre tandis que l'autre penche vers le côté eau (généralement provoqué par une assise de mauvaise qualité)	Remet en cause l'étanchéité entre les blocs, provoquant une infiltration excessive au niveau des joints de blocs et un accroissement du potentiel d'érosion des terrains adjacents.	L'entretien régulier n'est pas efficace pour prévenir le tassement différentiel. Si un tassement différentiel est constaté, il doit être signalé immédiatement au concepteur de la digue.
Espace du côté de la berge d'un mur en I au niveau de l'interface avec les terrains	Un mur en I lourdement chargé peut subir une rotation vers la zone protégée. En présence de matériaux fins, un espace se forme entre les terrains et les fondations, conduisant potentiellement à une instabilité du mur.	L'entretien régulier n'est pas efficace pour lutter contre la formation d'espaces. Si des espaces sont constatés, ils doivent être signalés immédiatement au concepteur de la digue.
Affouillement et érosion		
Protection inadaptée contre les affouillements pour résister à l'action des vagues à la base du mur	Peut provoquer de l'instabilité.	La protection contre les affouillements (par exemple enrochements ou dalles de béton) doit être adaptée pour résister à l'action des vagues côté eau et à un franchissement par les vagues côté zone protégée. Les protections doivent également être solides.
Érosion des fondations, affouillement ou creusement des berges (un affouillement se produit souvent au niveau des transitions entre mur et digue) – Cf. figure 4.51 (vue en plan d'une transition).	Peuvent provoquer de l'instabilité, y compris de l'instabilité du côté zone protégée, due au franchissement par les vagues. De l'érosion et un affouillement peuvent générer une instabilité du mur intégré à la digue ou même conduire à une brèche.	<ul style="list-style-type: none"> Réparer ou ralentir l'érosion et les dommages d'affouillement lorsqu'ils se produisent. Prévenir une érosion des fondations en rebouchant les petites infiltrations de joints avec de la poudre de charbon, de la sciure ou d'autres matériaux expansifs. Utiliser une couche de remblai perméable (au moins 0,33 mètre d'épaisseur) stabilisée par des sacs de sable pour encadrer l'écoulement à travers les fondations et pour gagner en stabilité. Utiliser des sacs de terre en anneau pour traiter les cratères de renards hydrauliques (« sand boils »)
Des cavités d'affouillement sapent les fondations lorsque l'écoulement des eaux est proche du mur.	Peuvent provoquer de l'instabilité ou une brèche.	Inspecter les berges du cours d'eau pour repérer des cavités d'affouillement menaçant de saper le mur. Réparer l'érosion des fondations.

Constatations	Impact potentiel sur la digue	Mesures préventives
Occupations		
Occupation par des dépôts, des équipements non autorisés, des ouvrages ou des excavations	Peut gêner l'entretien et porter atteinte à l'intégrité de la digue. La construction d'un bâtiment avec un sous-sol est une source particulière de préoccupation, puisque la partie inférieure peut raccourcir le chemin hydraulique ou réduire la résistance au glissement le long d'un plan de défaillance des fondations.	<ul style="list-style-type: none"> Inspecter régulièrement pour repérer les occupations (cf. section 4.4). Maintenir en place un programme de revue ou d'élimination des occupations (cf. section 4.4). Conserver une zone libre d'excavations non autorisées, d'ouvrages ou de dépôts.
Présence de végétation et de terriers d'animaux	Peuvent provoquer des infiltrations ou un tassement – des racines peuvent pénétrer dans la base sous les drainages.	<ul style="list-style-type: none"> Inspecter régulièrement pour rechercher ces problèmes (cf. également sections 4.6 et 4.5). Des deux côtés du mur, conserver une zone libre, uniquement en herbe ou pavée, d'une largeur prédéterminée.

Réparer les problèmes courants de murs de lutte contre les inondations

Le tableau 4.36 identifie des problèmes courants de murs-digues et suggère des méthodes possibles de réparation ou d'entretien.

Tableau 4.36 Méthodes courantes de réparation ou d'entretien des murs-digues de lutte contre les inondations

Constatations	Méthode d'entretien
Béton	
Éclats	<ul style="list-style-type: none"> Retirer mécaniquement les petites parties se décomposant et les reboucher avec un mortier à base de ciment. Confier les réparations les plus importantes et les plus compliquées à un concepteur de digues professionnel spécialisé dans les réparations du béton.
Effritement	<ul style="list-style-type: none"> Déterminer la cause de l'effritement et concevoir un système de réparation pour la traiter. Réparer l'effritement en utilisant les techniques classiques de réparation du béton (cf. norme EN 1504-1 :2005). Recouvrir les surfaces pour prévenir une intrusion de l'eau.
Fissuration (en raison d'un retrait, d'une détérioration, d'un tassement, d'un excès de contraintes, d'un choc ou d'une autre cause)	<ul style="list-style-type: none"> Déterminer la cause de la fissuration et concevoir un système de réparation pour la traiter. Étanchéifier les fissures pour empêcher une détérioration supplémentaire en raison des infiltrations d'eau. Recouvrir les surfaces horizontales des murs de lutte contre les inondations avec un traitement de silicates réactifs solubles (cf. par exemple norme EN 1504-1 :2005).
Joints, mouvements de murs et tassement*	
Détérioration du matériau de joint et de l'étanchéité	<ul style="list-style-type: none"> Regarnir et étanchéifier à nouveau les joints. Si un panneau préfabriqué du mur se déplace latéralement de plus de 25 millimètres environ par rapport au panneau adjacent, l'étanchéité n'est probablement plus assurée et une étanchéité externe doit être conçue pour assurer son remplacement. Utiliser une défonceuse pour retirer l'ancien joint d'étanchéité, installer une baguette de soutien et appliquer un nouveau joint (l'objet de la baguette de support est de permettre la mise en place d'un joint fin, plus souple qu'un joint plus épais, présentant une meilleure adhérence aux deux panneaux en béton). Un joint de dilatation présentant des fissures visibles doit également être étanchéifié avec un joint limitant une migration d'eau potentielle au sein du joint.
Séparation de joints	<ul style="list-style-type: none"> Remplacer le joint s'il est craquelé ou présente des trous ou a été arraché de son environnement en béton. Utiliser des composés de remplissage pour réparer temporairement la séparation.
Tassement différentiel	<ul style="list-style-type: none"> Un concepteur est toujours recommandé lorsqu'il s'agit de problèmes de tassement. Se référer également à <i>Détérioration du matériau de joint et de l'étanchéité</i>.

Constatations	Méthode d'entretien
Affouillement et érosion	
Protections inadaptées contre les affouillements	En fonction de la gravité, les techniques d'entretien régulier ne sont probablement pas adaptées pour réparer les dégâts – prendre contact avec un concepteur de digues professionnel.
Érosion, affouillement des fondations (y compris cavités d'affouillement au niveau des rives de cours d'eau), ou creusement des berges	<ul style="list-style-type: none"> • Consulter un concepteur. • Envisager de réaliser des sondages ou une bathymétrie (des cavités d'affouillement) si l'affouillement semble affecter une grande surface. • Réparer avec un sol compacté et/ou avec un enrochement. • Réensemencer le remblai en terre.
Occupation	
Occupation de dépôts, d'ouvrages, d'excavations, de végétation et de terriers d'animaux	Retirer les occupations non autorisées et la végétation (cf. sections 4.4 et 4.5) – utiliser un programme de contrôle animal (cf. section 4.6).

Note

* Concernant le mouvement des murs de lutte contre les inondations, les panneaux de ces murs peuvent se tasser, subir une rotation ou glisser par rapport à un panneau adjacent. De manière notable, ce mouvement peut avoir pour effets une discontinuité ou un mauvais alignement au niveau du joint vertical, ou encore une inclinaison des panneaux du mur. D'autres mouvements généraux peuvent modifier la largeur d'origine d'un joint d'expansion. Les mouvements peuvent être intervenus il y a des années et être devenus statiques, ou peuvent être dynamiques. Les discontinuités doivent être suivies à travers des mesures régulières prises à des saisons différentes, mais en un même lieu.

Les murs de lutte contre les inondations ne sont pas statiques par nature. Des variations de chaleur ou de froid en raison du soleil provoquent de petites fluctuations. Une évolution rapide des déplacements du mur doit être immédiatement examinée par un concepteur de digues professionnel.

Situations dans lesquelles les réparations ne relèvent pas de l'entretien

En général, un concepteur professionnel doit être consulté lorsqu'un mur de lutte contre les inondations a subi des dégâts liés à un choc, un excès de contraintes ou un mouvement – selon le degré de gravité. Des fissures, un effritement ou d'autres détériorations du béton peuvent être révélateurs de ce type de dégâts, quand ils ne sont pas immédiatement apparents. Cela est particulièrement important pour les murs en I, puisque même un faible mouvement latéral peut être annonciateur d'une défaillance dangereuse à grande échelle. Un tassement différentiel, un mouvement latéral de mur en I, les réparations d'une érosion très importante, un affouillement ou une action de sape doivent être évalués par un concepteur après avoir effectué les réparations indiquées ici pour remédier à la situation.

Certains types de détérioration du béton, tels que les éclats dus aux réactions touchant aux agrégats ou aux fissurations prématurées ou profondes, peuvent demander une attention particulière d'un concepteur possédant une connaissance spécifique du béton. Les liens ou les contreforts tendent à être les premiers à céder, de telle manière que des problèmes les concernant doivent toujours être pris au sérieux et qu'un concepteur doit alors être consulté.

4.18 RÉFÉRENCES

AIGOUY, S, HOONAKKER, M, MERIAUX, P, VENNETIER, M and ZYLBERBLAT, M (2006) *Methodology applied to the diagnosis and management of plant growth on embankment dam and dykes in France*, Q86–R68, vol 3, CeMOA publications (in French)

BONIN, L, EVETTE, A, FROSSARD, P A, PRUNIER, P, ROMAN, D and VALÉ, N (eds) (2013) *Génie végétal en rivière de montagne, Connaissances et retours d'expériences sur l'utilisation d'espèces et de techniques végétales : végétalisation de berges et ouvrage bois*, Irstea, Grenoble, France

CHOK, Y H, KAGGWA, W S, JAKSA, M B and GRIFFITHS, D V (2004) "Modelling the effects of vegetation on stability of slopes" In : *Proc 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, Auckland, pp 391–397.

www.ecms.adelaide.edu.au/civeng/staff/pdf/9ANZ_04_Chok.pdf

- CHUNG, S M, BAWDEN G W, KEIGHTLEY, K, BOND, S, LICHTER, J and BERRY, A (2013) "Building quantitative 3D *in situ* spatial models of tree root systems using ground-based tripod LiDAR technology" *Tree Physiology* (submitted)
- CORCORAN, M, GRAY, D, BIEDENHARM, D, LITTLE, C, LEECH, J, PINKARD, F, BAILEY, P and LANDRIS, T (2011) *Water resources infrastructure. Literature review – vegetation on levees*, USACE report ERDC SR-10-2, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
http://wri.usace.army.mil/documents/Literature_Review-Vegetation.pdf
- DRAINPOWER COMPANY (2012) *High water pressure jetting*.
www.drainpower.co.uk/pressure.jetting.html
- FLOODSAFE CALIFORNIA (2012) *Urban levee design criteria*, the Natural Resources Agency Department of Water Resources, State of California, Sacramento, États-Unis.
www.water.ca.gov/floodsafe/leveedesign/uldc_may2012.pdf
- FOLTON, C, LOUIS, X, MÉRIAUX, P, ESTEVE, R, CHANDIOUX, O, VENNETIER, M, LION, G, MATHIEU, L and VERPY, J F (1998) *Étude des digues du Vidourle, diagnostic et propositions d'aménagement. Rapport final*, Cemagref, CETE
- HARDER, L F, KROLL, R, BUCK, P E F, INAMINE, M and BERRY, A M (2011) "Investigation of tree root penetration into a levee soil-cement-bentonite slurry cutoff wall – part II" In : *Proc the annual conference of state dam safety officials*, Washington D C, États-Unis, 25–29 September 2011, pp 1–43.
<http://tinyurl.com/mn54f56>
- ICM (2012) *Uses for 3m Avanti chemical grout and specialty products*, Improved Construction Methods Company, États-Unis.
www.improvedconstructionmethods-oklahomacity.com/3m_avanti_chemical_grout.htm
- KOKUTSE, N, FOURCAUD, T, KOKOU, K, NEGLO, K and LAC, P (2006) "3D numerical modelling and analysis of the influence of forest structure on hill slopes stability". In : H Marui, T Marutani, N Watanabe, H Kawabe, Y Gonda, M Kimura, H Ochiai, K Ogawa, G Fiebiger, J Heumader, F Rudolf-Miklau, H Kienholz and M Mikos (eds) *Proceedings of Interpraevent 2006 : Disaster mitigation of debris flow, slope failures and landslides*, 25–27 September 2006, Niigata, Japon, pp 561–567
- LUND, J, HANAK, E, FLEENOR, W, HOWITT, R, MOUNT, J and MOYLE, P (2007) *Envisioning futures for the Sacramento-San Joaquin Delta*, Public Policy Institute of California, San Francisco, California.
www.ppic.org/content/pubs/report/R_207JLR.pdf
- MORRIS, M W, HASSAN, M A A M and ESCARAMEIA, M (2012) *The performance of vegetation on flood embankments*, FloodProBE Report WP03-01-10-06, the Netherlands.
www.floodprobe.eu
- O'LOUGHLIN, C and ZIEMER, R R (1982) "The importance of root strength and deterioration rates upon edaphic stability in steepland forests" In : *Proc of IUFRO workshop P.1.07-00 Ecology of subalpine ecosystems as a key to management*, Corvallis, Oregon, 2–3 August 1982. Oregon State University, Corvallis, Oregon, pp 70–78
- PINHAS, M (2011) *Case study template for French levees, personal communication for International Levee Handbook*, CIRIA, Cemagref – Aix en Provence, France
- POHL, R (2011) *Pers. comms*, emails, September 2011
- POLLEN, N and SIMON, A (2005) "Estimating the mechanical effects of riparian vegetation on streambank stability using a fiber bundle model" *Water Resources Research*, vol 41, 7, W07025, John Wiley & Sons, UK

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

POLLEN-BANKHEAD, N and SIMON, A (2010) "Hydrologic and hydraulic effects of riparian root networks on streambank stability : is mechanical root-reinforcement the whole story ?" *Geomorphology*, 116, Watershed Physical Processes Research Unit, Agricultural Research Service, United States Department of Agriculture, Washington, États-Unis, pp 353–362

SIMON, A, POLLEN-BANKHEAD, N and THOMAS, R E (2011) "Development and application of a deterministic bank stability and toe erosion model for stream restoration". In : A Simon, S J Bennett, J Castro and C R Thorne (eds) *Stream restoration in dynamic systems : scientific approaches, analyses, and tools*, Watershed Physical Processes Research Unit, Agricultural Research Service, United States Department of Agriculture, Washington, États-Unis

SMITH, K, HINCHSLIFFE, K and HARDING, M (2009) *Flood embankment vegetation management trials – final report*, Science report SC030228/SR1, Environment Agency, Bristol.
<http://cdn.environment-agency.gov.uk/scho0909bqyv-e-e.pdf>

STOWA (2000) *Handreiking bomen op en nabij primare waterkeringen (Handbook on vegetation on and near primary flood defences)*, (Dutch only), Report number 2000-06, Foundation for Applied Water Research, the Netherlands (ISBN : 9-05773-086-3).
<http://preview.tinyurl.com/lkhk2jd>

STOWA (2010) *Addendum on the guideline for safety assessments of regional levees, regarding levees along canals*, Foundation for Applied Water Research, the Netherlands (ISBN : 978-9-05773-481-6)

STOWA (2013) "Maintenance of turf as revetment". In : J Y Frissel and E Hazebroek (eds) *Maintenance of regional levees*, Foundation for Applied Water Research, The Netherlands (in preparation)

SUNDERMAN, H D (1983) *Soil wetting agents*, North Central Regional Extension Publication 190. Kansas State University, Kansas, États-Unis.
www.soil.ncsu.edu/publications/Soilfacts/AG-439-25/

USACE (1965) *Public Law 84-99, Emergency Flood Protection Act of 1965*

USACE (2009) *Guidelines for landscape planting and vegetation management at levees, flood walls, embankment dams, and appurtenant structures*, Engineer Technical Letter, ETL 1110-2-571, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
http://publications.usace.army.mil/publications/eng-tech-ltrs/ETL_1110-2-571/ETL_1110-2-571.pdf

USACE (2010) *Flood risk management system owner's manual* (in draft), US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

VENNETIER, M, CHANDIOUX, O and ESTEVE, R (1998) *Étude de la végétation des digues du Vidourle-diagnostic et propositions d'aménagement. Rapport final*, Cemagref Aix en Provence, France

VENNETIER, M, ZANETTI, C, MERIAUX, P, RIPERT, C and CHANDIOUX, O (2011) *Root system development in dikes : abstract of a comprehensive study in France*

WAGNER, J A (2010) *Summary of the Department of Water Resources Rodent control program*

WU, T H MCKINNELL, W P and SWANSTON, D N (1979) "Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska" *Canadian Geotechnical Journal*, vol 16, 1, Canadian Science Publishing (NRC Research Press), Ottawa, Canada, pp 19–33

ZANETTI, C (2010) *A comprehensive study of woody root systems development in levees, doctoral dissertation*, Cemagref Aix-en-Provence, University of Provence, France

ZIEMER, R R (1981) "The role of vegetation in the stability of forested slopes" In : *Proc the International Union of Forestry Research Organizations, XVII World Congress*, 6–17 September 1981, Kyoto, Japan, vol I, pp 297–308

Lois**Code européen**

EN 1504-1 :2005 *Products and systems for the protection and repair of concrete structures*

Code allemand

DWA-M 507-1 (2011) *Deiche an Fließgewässern – Teil 1 : Planung, Bau und Betrieb (translation into English, 2013 : Levees along watercourses. Part 1 : Planning, construction, operation)*, DWA Regelwerk Merkblatt, German Association for Water, Wastewater and Waste, Hennef, Germany, (ISBN : 978-3-941897-76-2)

DIN 19712 :2013-01 *Flood protection works on rivers*

4.19 POUR ALLER PLUS LOIN

ENVIRONMENT AGENCY (2006) *Condition assessment manual. Managing flood risk*, Ref no 116_03_SD01, Environment Agency, Bristol

ENVIRONMENT AGENCY (2013) *Assesment and measurement of asset deterioration including lifetime costs*, R&D Project SC060078, Joint Defra/EA Flood & Coastal Erosion Risk Management R&D programme, Department for Environment, Food and Rural Affairs, London.
<http://evidence.environment-agency.gov.uk/FCERM>

GRUNEWALD, U (1998) *The causes, progression and consequences of the River Oder floods in summer 1997 including remarks on the existence of risk potential : an interdisciplinary study*, Executive Board of the German IDNDR Committee, Germany (ISBN : 978-3-93318-106-0)

USACE (1992) *Design, construction, and maintenance of relief wells*, EM 1110-2-1914, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://140.194.76.129/publications/eng-manuals/>

USACE (2011) *Engineering and design : design of I-walls*, EC 1110-2-6066, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-circulars/>

VENNETIER, M (2011) *Case study template for French levees, personal communication for International Levee Handbook*, Cemagref Aix en Provence, France, 26 August 2011

WIKIPEDIA (2012) Groundhog.
<http://en.wikipedia.org/wiki/Groundhog>

5 Inspection et évaluation de performance des digues et attribution des risques

1

2

3

4

5

6

7

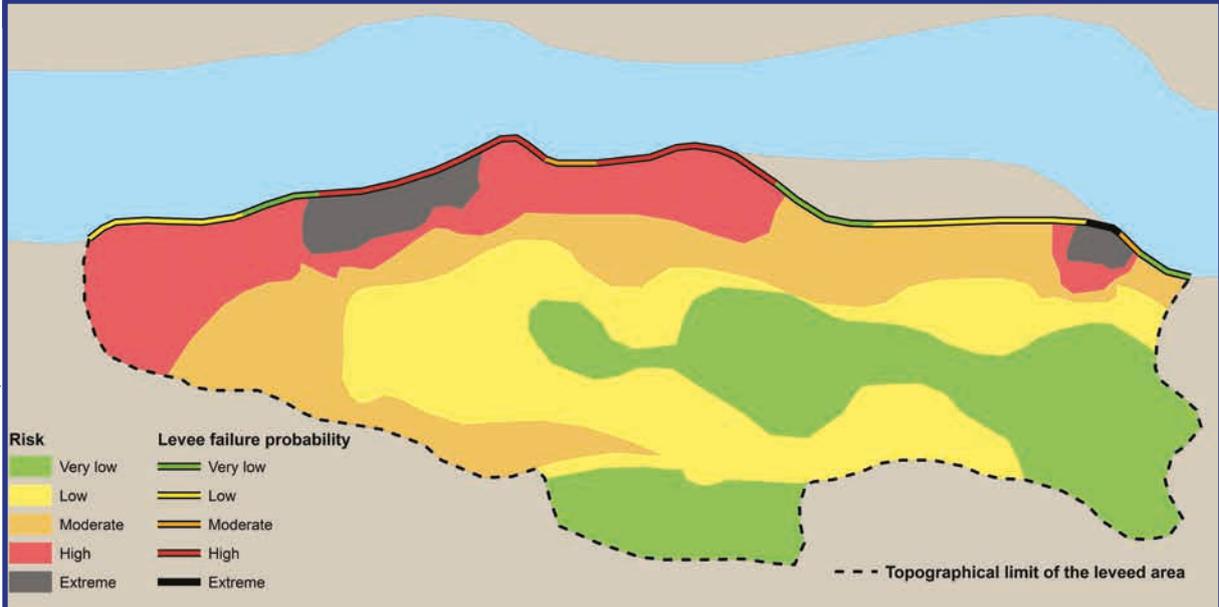
8

9

10



source : Rémy Tourment, Irstea



source : Bruno Beullac, Irstea

5 Inspection et évaluation des digues et attribution des risques

5.1	Cadre analytique et décisionnel	316
5.1.1	Outils d'évaluation de la performance de digue	316
5.1.2	Rôle des données dans les évaluations de performance de digue	318
5.1.3	Liens vers les autres sections du manuel	319
5.2	Analyse et attribution du risque	319
5.2.1	Vue d'ensemble	319
5.2.2	Déficits de connaissances et incertitude	322
5.2.3	Composants de l'analyse des risques	323
5.2.4	Identification des risques	325
5.2.5	Estimation de la probabilité de l'événement	327
5.2.5.1	Probabilité des événements rares	328
5.2.5.2	Probabilité conjointe d'événements	328
5.2.6	Analyse de la défaillance des digues	329
5.2.6.1	Probabilité de défaillance du tronçon de digue	329
5.2.6.2	Probabilité de défaillance du système d'endiguement	330
5.2.7	Modélisation des inondations de la zone protégée par les digues	332
5.2.8	Analyse des conséquences	333
5.2.8.1	Caractérisation des conséquences potentielles	335
5.2.8.2	Risques pour les vies humaines	336
5.2.8.3	Nature et estimation des dommages économiques	340
5.2.8.4	Nature et évaluation des conséquences environnementales	342
5.2.9	Estimation du niveau de risque	344
5.2.10	Attribution des risques d'inondation aux tronçons de digue	345
5.2.11	Évaluation des risques	347
5.3	Évaluation de la performance de la digue et méthode de diagnostic	350
5.3.1	Introduction à l'évaluation de la performance de la digue et principes connexes	350
5.3.2	Diagnostic et évaluation de la performance dans le cycle de gestion de la digue	351
5.3.3	Méthodes d'évaluation	354
5.3.3.1	Données et modes de défaillance	354
5.3.3.2	Évaluation de la charge et de la performance de la digue	355
5.3.3.3	Processus d'évaluation de la performance de la digue	356
5.3.3.4	Utilisation des arbres de défaillances et d'événements pour l'examen des scénarios de défaillance de digue	363
5.3.4	Rapport d'évaluation	366
5.3.5	Réglementation	367
5.4	Inspections	368
5.4.1	Inspections dans le cadre du processus d'évaluation	368
5.4.2	Méthodes d'inspection	369
5.4.2.1	Types et fréquence d'inspection	373
5.4.2.2	Gestion des digues et inspections par l'autorité de régulation	376
5.4.3	Gestion des inspections (planification et exécution des programmes de formation et de qualification des inspecteurs)	380
5.4.4	Modalités et rapports d'inspection	381
5.4.4.1	Conduite d'une inspection	384
5.4.4.2	Communication des résultats d'inspection	393

5.5	Investigations, instrumentation et surveillance	394
5.5.1	Planification des investigations	395
5.5.1.1	Méthodes de planification des investigations	396
5.5.1.2	Outils d'évaluation structurelle	399
5.5.2	Instrumentation et surveillance de digue	399
5.5.3	Analyse des données de surveillance	401
5.6	Gestion des connaissances et des données relatives aux digues	402
5.6.1	Données, archives et documentation requises	405
5.6.2	Digues et systèmes d'information	406
5.6.3	Gestion des digues par SIG	409
5.7	Bibliographie	413
	Textes de loi	417
5.8	Pour aller plus loin	417

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

5 Inspection et évaluation des digues et attribution des risques

Le chapitre 5 a trait à l'évaluation de la performance des digues et à l'analyse du risque d'inondation associé, dont les résultats servent à appuyer l'ensemble des décisions en matière de gestion des digues.

Principaux apports des autres chapitres :

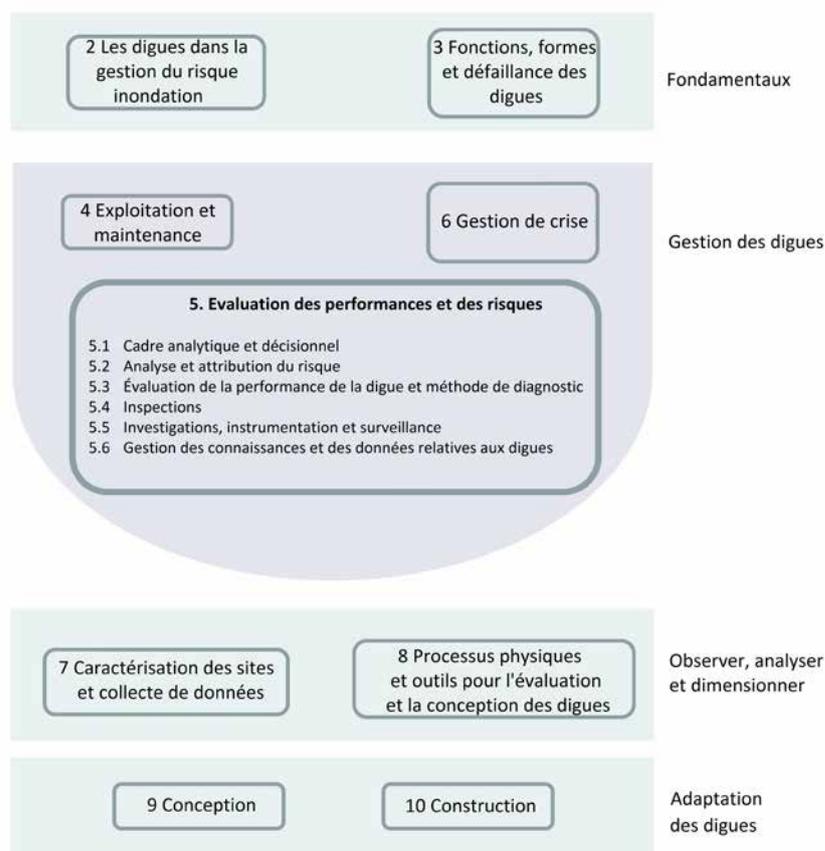
- **Chapitre 2** ⇒ Concepts de base
- **Chapitre 3** ⇒ Formes, fonctions et mécanismes de défaillance
- **Chapitre 4** ⇒ Exploitation et maintenance
- **Chapitres 7 et 8** ⇒ Boîte à outils (données et modèles)

Principaux apports aux autres chapitres :

- Inspections ⇒ **chapitres 4 et 6**
- Prise de décisions ⇒ **chapitres 4, 6 et 9**

Note : il est recommandé au lecteur de se reporter régulièrement aux **chapitres 2 et 3**, pendant tout le cycle de vie de la digue, pour un rappel des points les plus importants.

L'endroit où se procurer telle ou telle information dans le chapitre et son lien avec d'autres chapitres sont précisés dans le logigramme suivant. Utilisez-le en combinaison avec le sommaire pour vous orienter dans le manuel.



CONTENU DU CHAPITRE ET UTILISATEURS VISÉS

Ce chapitre se divise en six sections consistant en une vue d'ensemble de l'évaluation de la performance des digues et de l'analyse du risque d'inondation. La question de la collecte des données associées et des techniques de gestion de celles-ci y est également analysée.

Cadre analytique et décisionnel

Les concepts généraux traités tout au long du chapitre et le lien entre les différentes activités décrites dans celui-ci sont introduits dans la section 5.1.

Analyse et attribution des risques

La section 5.2 décrit la manière dont l'analyse de risques peut être utilisée pour évaluer le risque d'inondation dans une zone protégée par une digue, et comment ces risques peuvent être attribués aux différents tronçons du système de digues. Les composants élémentaires de l'analyse de risques sont détaillés, ainsi que les tâches ultérieures telles que l'attribution des risques et leur évaluation.

Évaluation de la performance de la digue et méthodologie de diagnostic

La section 5.3 a trait au cadre et aux principes des différentes méthodes de conduite des évaluations de performance de digue possibles, parmi lesquelles le diagnostic des principaux mécanismes de défaillance. Les données requises pour ces activités et les modalités de leur utilisation y sont présentées, en lien avec les mécanismes de défaillance. Une synthèse intégrant les informations relatives aux différentes approches nationales des concepts les plus importantes à prendre en compte dans la conduite de ces tâches est proposée.

Inspections

Les différents types et fréquences d'inspection, de même que les principes sous-jacents de gestion et de conduite des inspections et de processus d'élaboration des rapports d'inspection, sont présentés à la section 5.4. Les différentes caractéristiques à observer sont présentées et reliées aux possibles mécanismes de détérioration et d'endommagement.

Investigations, instrumentation et surveillance

La section 5.5 traite de l'importance de la conduite des investigations et de la surveillance (avec recours à l'instrumentation), aux fins de collecte des données pour les besoins du diagnostic des mécanismes de défaillance et de l'évaluation de la performance de la digue, en lien avec le sujet du chapitre 7 (caractérisation de site et exigences de données).

Connaissances relatives aux digues et gestion des données

Les évaluations de performance de digue et l'analyse des risques reposent sur l'analyse des données recueillies auprès de nombreuses sources et sont utiles pendant tout le cycle de vie de la digue. La section 5.6 décrit les principes de gestion des données de digue, notamment quant à l'utilisation des systèmes informationnels tels que les systèmes d'information géographique (SIG). Les données de digue sont essentielles pour les évaluations, mais également pour les autres tâches de gestion de digue ou des risques d'inondation.

5.1 CADRE ANALYTIQUE ET DÉCISIONNEL

Les digues ont vocation à protéger une zone des crues ou des surcotes marines. Cette protection se limite naturellement à un certain niveau d'événement, en fonction de la hauteur de la digue. Ce niveau de protection est lui-même limité, en raison du risque de défaillance de la digue avant que l'eau n'atteigne la hauteur du système d'endiguement escomptée. La présence d'un système de protection contre les inondations – tel qu'une digue (cf. chapitres 2 et 3) –, a en réalité pour effet de transformer un risque naturel en une combinaison de risques naturels (crues/tempêtes/orages) et technologiques (rupture de digue). Dans certains cas, du fait de l'augmentation de la vitesse d'écoulement provoquée par une rupture de digue potentielle, le niveau de risque réel de la « zone protégée par la digue » est supérieur en présence de la digue à ce qu'il serait sans elle.

5.1.1 Outils d'évaluation de la performance de digue

Les gestionnaires de système d'endiguement s'efforcent de prendre des décisions d'investissement adéquates de nature à minimiser les coûts engendrés sur la totalité du cycle de vie, tout en maximisant le gain environnemental et en veillant à ce que les populations bénéficient d'une protection appropriée contre les inondations, aujourd'hui comme à l'avenir. Il importe pour cela qu'ils déterminent :

- la performance réelle (ou la fiabilité/sûreté) d'une digue ou d'un système d'endiguement ;
- le risque (résiduel) inhérent à différents événements de la zone protégée par la digue.

Les concepts de base de repérage, d'analyse et d'évaluation des risques d'inondation (cf. section 2.1.2 et figure 2.5) sont présentés au chapitre 2 en guise de canevas pour celui-ci. Trois outils étroitement liés, dans ce tableau d'ensemble, joueront un rôle dans l'évaluation des digues elles-mêmes :

1. **évaluation de la performance de la digue (ou du système d'endiguement)** : le but de ce processus est d'évaluer la performance structurelle escomptée ou l'intégrité d'une digue ou d'un système d'endiguement existant au vu de son état. Il faut, pour une évaluation exhaustive des performances de digue, procéder à un diagnostic des causes initiales avérées ou possibles de la défaillance, dont le but est de déterminer les moyens de correction ou de prévention de ces causes. Les données d'évaluation de la performance de la digue peuvent également servir d'intrants pour l'analyse des risques d'inondation ;
2. **analyse du risque d'inondation d'un système d'endiguement** : ce processus permet de déterminer le niveau global de risque résiduel prévalant au sein de la zone protégée par la digue imputable au système d'endiguement, au vu des intrants de l'évaluation de la performance de la digue et des conséquences potentielles sur la zone protégée par la digue ;
3. **attribution des risques aux tronçons de digue** : il s'agit d'un extrant de l'analyse du risque d'inondation permettant de déterminer la contribution de chaque tronçon du système d'endiguement au risque résiduel d'inondation prévalant au sein de la zone protégée par la digue (tronçons de digue contribuant le plus au risque d'inondation par exemple).

Pour que soit garantie à long terme la sûreté d'une digue ou de la totalité d'un système de protection contre les inondations, ces outils doivent être utilisés de manière régulière et périodique, mais également dans des circonstances spécifiques, à savoir par exemple pendant ou immédiatement après des mises en charge (crues, tempêtes, séismes, etc.). Le recours à des techniques et outils d'analyse cohérents facilite la prise de décisions, de par :

- une meilleure compréhension du rôle joué par une digue au sein d'un système d'endiguement plus large ;
- une meilleure compréhension de l'incidence de l'incertitude inhérente à l'estimation du risque ;
- l'affinage progressif de l'analyse ainsi rendu possible.

Une analyse des risques du système d'endiguement tenant compte des résultats de l'évaluation de la performance de la digue ainsi que des personnes et des éléments physiques de la zone protégée par la digue, permet aux gestionnaires du système d'endiguement de prioriser les mesures à envisager après le processus d'évaluation (et donc d'optimiser leur stratégie d'investissement).

Ces mesures peuvent être les suivantes :

- lancement d'une intervention ou procédure d'urgence ;
- conduite d'un diagnostic complet de certaines parties du système (consistant le plus souvent à différencier les tronçons de digue selon leur performance), aux fins de conception et de mise en œuvre des mesures de correction des problèmes structurels ;
- exécution de certaines réparations d'entretien « de routine » ;
- hors mesures spécifiques, poursuite de l'inspection et de l'évaluation du système d'endiguement.

La figure 5.1 illustre un processus décisionnel, de l'analyse des systèmes à la mise en œuvre des mesures décidées. (Veuillez noter que la partie de la figure à l'intérieur des pointillés correspond à l'évaluation/analyse initiale du système.)

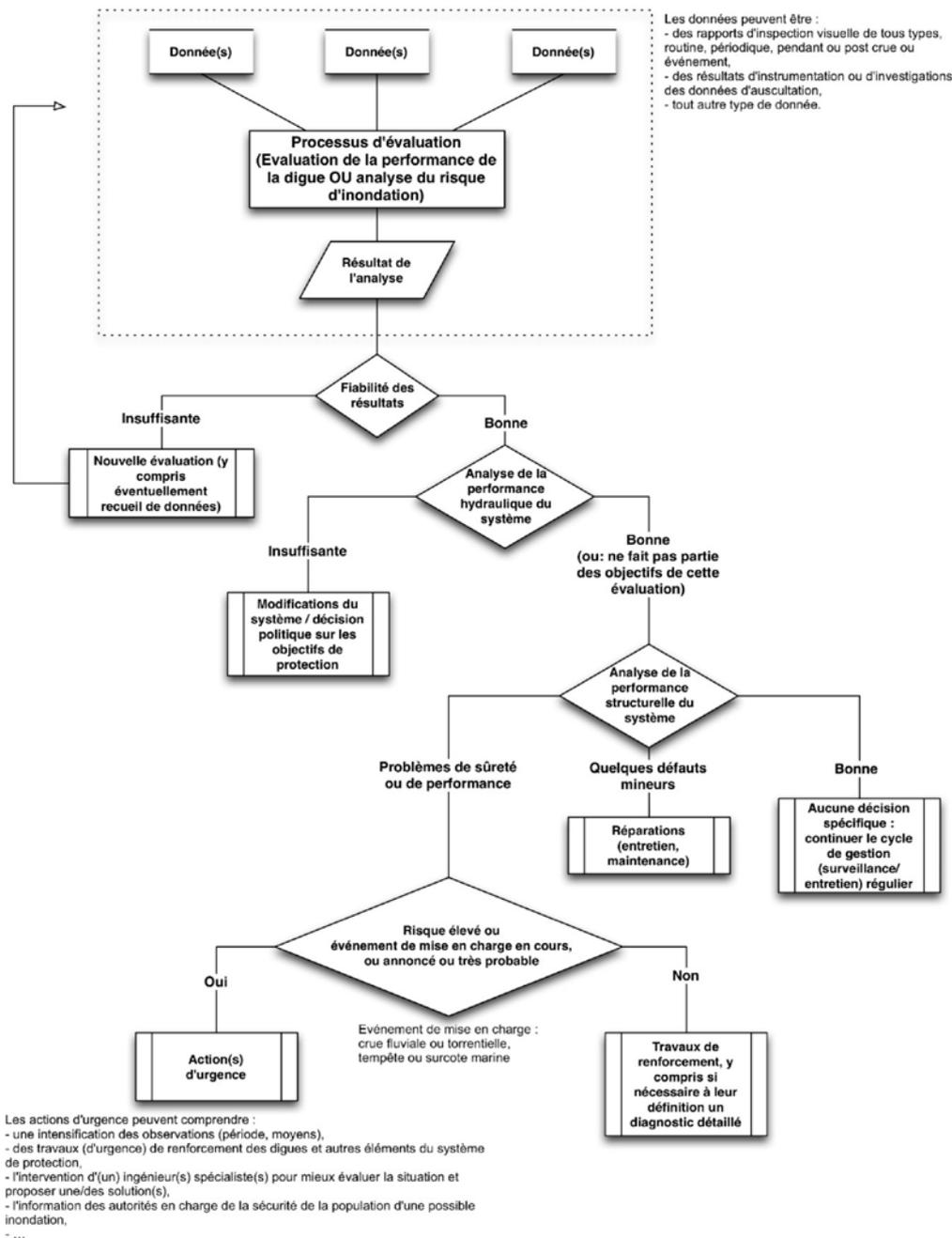


Figure 5.1 Procédures d'évaluation (évaluation de performance de digue et analyse des risques d'inondation) et de prise de décision des gestionnaires de digue (source : R. Tourment)

La fiabilité de l'évaluation de la performance de la digue, est à présenter dans tout rapport. Elle dépend ::

- du moment dans le cycle de vie de la digue où l'évaluation a eu lieu ;
- des données disponibles utilisées, notamment de leur pertinence et de leur ancienneté ;
- de la (des) méthode(s) de traitement retenue(s) et de leur combinaison.

La fiabilité de l'évaluation de la performance conditionne directement les mesures à mettre en œuvre, le cas échéant, à l'issue de celle-ci. Il est par exemple plus probable que des résultats manquant de fiabilité donnent lieu à des travaux de collecte de données et d'évaluation supplémentaires plutôt qu'à des travaux de réparation.

5.1.2 Rôle des données dans les évaluations de performance de digue

Les conclusions des trois types d'évaluation présentés dans la section 5.1.1 sont formulées à l'issue du traitement des données. La figure 5.2 montre les imbrications des différentes parties de ce chapitre en termes de données utilisées/produites/traitées. Il se peut que certaines données soient déjà disponibles dès le début d'un processus d'évaluation comme par exemple les données de la **surveillance** effectuée au moyen de l'**instrumentation** installée (cf. section 5.5 et chapitre 7). Les données manquantes peuvent être collectées au cours du processus d'évaluation de la performance de la digue, lors d'une **inspection** spécifique (cf. section 5.4) ou lors d'une **investigation** plus détaillée (cf. section 5.5 et chapitre 7). L'ensemble des données constitue le système **informationnel** (cf. section 5.6).

Quelques précisions sur la terminologie utilisée ici :

- **les inspections** sont des observations visuelles humaines (réalisées au cours d'une visite de terrain), pour lesquelles des méthodes « aidées » telles que filmage par caméra, enregistrement sur ordinateur portable/smartphone sont notamment utilisées ;
- **les investigations** consistent en le relevé de mesures (ou série de mesures) techniques durant un processus d'évaluation ;
- **la surveillance** consiste en le relevé de mesures (ou série des mesures) techniques régulières ou la conduite d'inspections fréquentes ;
- **l'instrumentation** correspond aux appareils et équipements de mesure utilisés pour collecter les données. Ces appareils peuvent être installés de manière permanente, temporaire ou intermittente, et fonctionner manuellement ou automatiquement.



Figure 5.2 **Intégration des données traitées dans le cadre des différentes activités décrites dans l'une des sections du chapitre 5**

5.1.3 Liens vers les autres sections du manuel

Ce chapitre contient des liens vers les autres sections du manuel destinés à faciliter les évaluations et la prise de décision des gestionnaires de digue. Le rôle du chapitre 2 en matière de présentation des concepts de base a déjà été discuté à la section 5.1.1. La figure 5.3 décrit les liens des autres chapitres du manuel vers les différentes sections interconnectées de ce chapitre (veuillez noter que le chapitre 10, n'ayant qu'indirectement trait au processus d'évaluation, n'est pas mentionné dans ce diagramme).

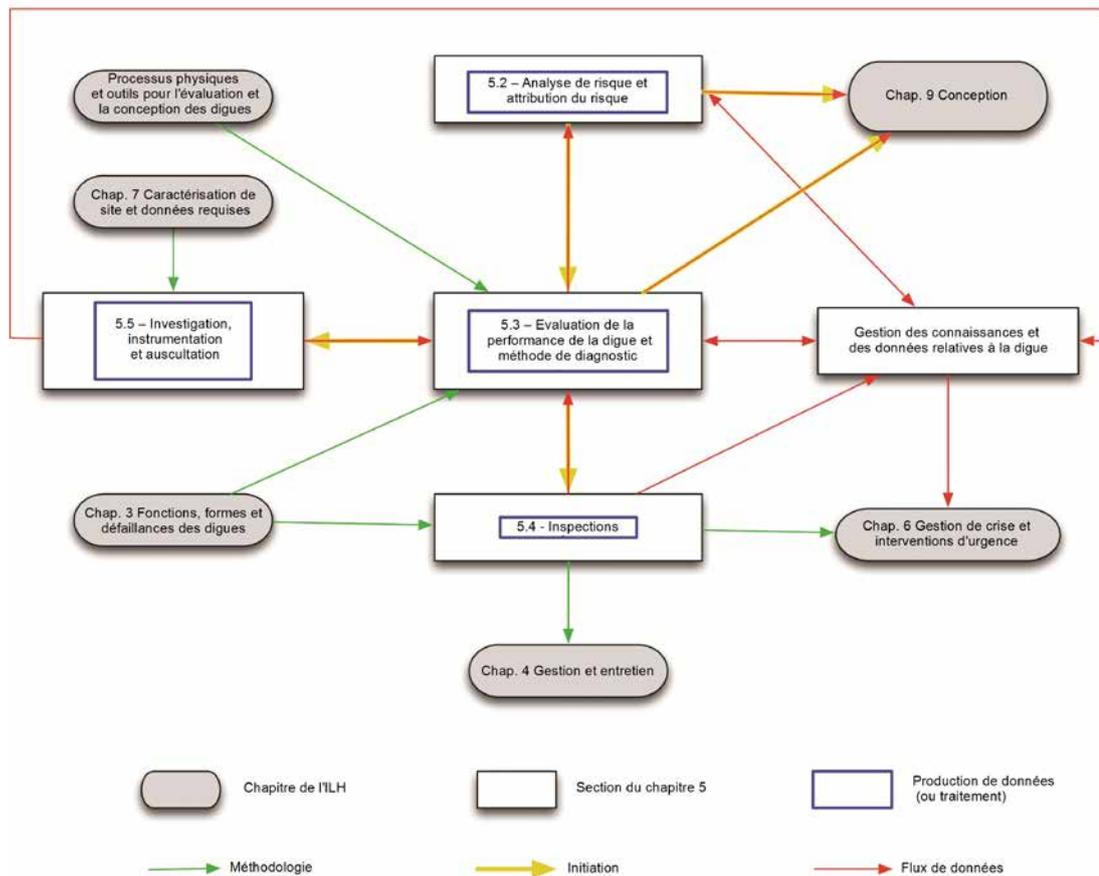


Figure 5.3 Liens entre les différentes sections du chapitre 5 et les autres chapitres du manuel

5.2 ANALYSE ET ATTRIBUTION DU RISQUE

5.2.1 Vue d'ensemble

L'analyse du risque d'inondation, qui concerne à la fois les probabilités et les conséquences des inondations (cf. chapitre 2), est conduite dans le but :

- d'estimer explicitement le niveau de risque si aucune mesure de réduction des risques n'est prise ;
- de déterminer les coûts financiers et non financiers ainsi que les avantages des différentes mesures de réduction des risques d'inondation envisageables ;
- de rendre compte de l'incertitude et de la variabilité des résultats possibles, pour de meilleures prises de décision.

La manière dont l'analyse du risque inondation peut être menée et celle dont le niveau de risque, pour chaque système d'endiguement ou tronçon de digue, est déterminé, sont présentées dans cette section.

L'analyse du risque d'inondation doit avoir pour buts de déterminer la probabilité de chaque niveau d'inondation et d'en anticiper les **conséquences**. Ce n'est cependant pas toujours facile à réaliser et un cadre approprié doit être choisi pour la mise en œuvre d'une analyse adéquate et raisonnable du risque d'inondation ou de ses éléments. Différentes approches sont donc possibles :

- **une approche par paliers** peut être adoptée pour la gestion des risques inondation, ainsi qu'il en est question à la section 2.1.3, à savoir que l'adoption ou non de mesures spécifiques est décidée en fonction des résultats d'une analyse des risques initiale. L'analyse par paliers des risques inhérents aux systèmes d'endiguement consiste à aller progressivement d'approches les plus simples vers les plus complexes dont le choix dépend des exigences et du niveau de risque (cf. figure 2.7) ;
- **une approche par phases** peut être utilisée pour réduire le degré d'incertitude des données de l'analyse des risques. Il s'agit, en l'absence de données suffisamment détaillées ou précises de réaliser des études, des relevés ou des mesures adaptés afin d'obtenir des informations et données de la qualité et du spectre requis. Ainsi, par exemple :
 - si des informations sur les matériaux de digue sont requises, une analyse documentaire et de simples échantillonnages et essais peuvent être entrepris dans un premier temps, avant que des méthodes d'investigation plus détaillées soient ensuite mises en œuvre ;
 - des cartes imprimées peuvent fournir des données initiales sur les enjeux, toutefois la précision de ces données peut être améliorée par le recours à un ensemble de données numériques cadastrales, en complément des informations sur les enjeux.

Des informations et des exemples supplémentaires de méthodes d'acquisition de données par phases sont fournis à la section 5.5 et au chapitre 7.

Différentes approches d'analyse des risques peuvent être adoptées en fonction du palier ou de la phase concernés, parmi lesquelles :

- **l'analyse qualitative (ou semi-quantitative) des risques** : cette démarche, qui peut être utilisée, en première approche, pour l'analyse du risque d'inondation de l'ensemble des systèmes d'endiguement, peut être textuelle ou consister en l'application d'échelles d'estimation descriptives ou numériques, et a pour but de mesurer la probabilité et la gravité des inondations. Une représentation typique des résultats de l'estimation peut être trouvée dans une matrice d'estimation des risques de la figure 5.4. À chaque degré de risque de défaillance (rare, improbable, possible, etc.) correspond une plage de probabilités numériques (0,01–0,1, 0,1–1, etc.). L'approche qualitative a pour avantage d'être mise en œuvre rapidement. Sa subjectivité en constitue l'un des inconvénients, le résultat étant susceptible de s'avérer moins constant et fiable que pour une analyse plus rigoureuse ;
- **l'analyse quantitative des risques** : une analyse qualitative peut s'avérer suffisante si les conséquences et/ou la probabilité de défaillance du système d'endiguement sont jugées limitées. En revanche, il peut être plus approprié de recourir à une méthode quantitative, plus longue et plus complexe, s'il ressort de l'analyse qualitative que le risque est élevé. Cette approche repose sur l'utilisation de valeurs numériques pour exprimer les probabilités et conséquences des phénomènes. Elle vise la meilleure estimation possible de la probabilité d'occurrence et de la gravité des conséquences des scénarios d'inondation. Le caractère objectif constitue l'avantage de l'approche quantitative, bien que celle-ci puisse s'avérer relativement chronophage et soulever un problème de disponibilité des données.

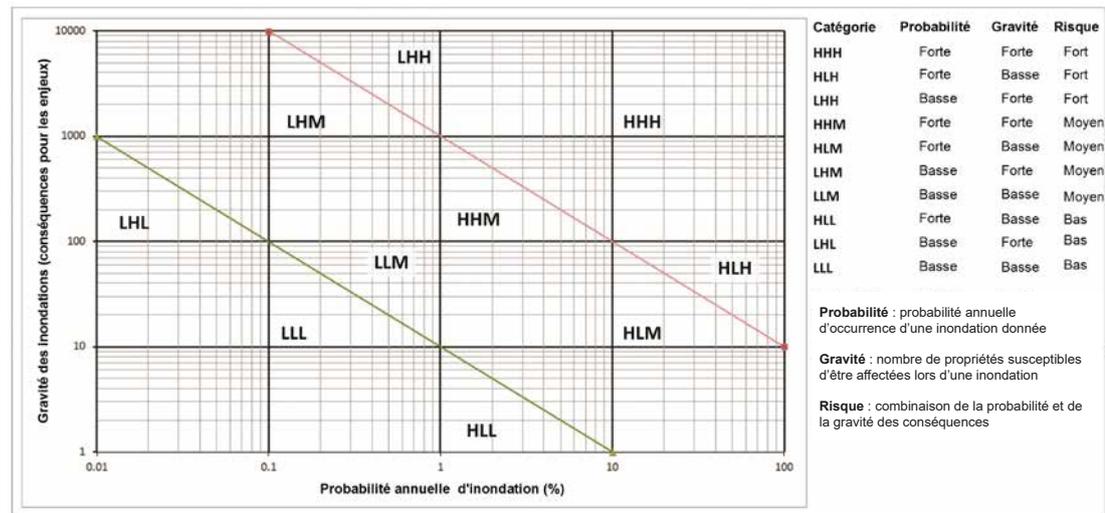
La valeur numérique du risque obtenue grâce à l'analyse quantitative est intrinsèque au système dont on étudie le risque inondation, incluant l'ensemble des risques et donc la présence éventuelle d'un système d'endiguement, d'habitants et de biens dans la plaine inondable. Le risque est une notion sociale, et la manière dont les risques sont quantifiés et estimés dépend de la perception, par les parties prenantes, des biens protégés et de leur propre vulnérabilité face aux inondations.

Les dommages économiques, environnementaux, sociaux et architecturaux/patrimoniaux peuvent être mesurés et évalués au moyen d'un certain nombre de méthodes/indicateurs/ mesures tels que les pertes en vies humaines et emplois, les retombées financières et les conséquences économiques sur le long terme. Un graphique du type de celui de la figure 5.5 est parfois utilisé pour l'estimation de l'importance des risques ainsi quantifiés.

Probabilité de la défaillance/l'inondation	Conséquences de la défaillance/l'inondation				
	Insignifiantes	Mineures	Modérées	Majeures	Sévères
Quasi-certaine	M	F	F	TF	TF
Probable	M	M	F	F	TF
Possible	B	M	M	F	TF
Improbable	B	M	M	M	F
Rare	B	B	M	M	F

Niveau de risque	TF	Risque très fort
	F	Risque fort
	M	Risque modéré
	B	Risque bas

Figure 5.4 Exemple de matrice d'estimation des risques pouvant être utilisée pour une analyse qualitative des risques


 Figure 5.5 Estimation graphique des risques quantifiés
 (source : Environment Agency, 2000)

Les méthodes d'analyse quantitative détaillée des risques, pour lesquelles sont utilisés des arbres d'événements (cf. section 5.3), sont intéressantes, pour les différentes parties prenantes, pour ce qui est de comprendre les modes de défaillance et de procéder à des estimations spécifiques des risques (probabilités et conséquences). Le caractère incertain des valeurs d'intrants doit cependant être pris en compte dans les résultats et il est indispensable de signaler toute éventuelle incertitude aux décideurs. Il n'existe pas de méthode universelle d'élaboration des arbres de défaillances/d'événements ou d'analyse quantitative des risques, et cette technique doit être employée uniquement par des utilisateurs expérimentés.

5.2.2 Déficiences de connaissances et incertitude

Les activités et tâches subsidiaires d'estimation et d'analyse des risques, quelles qu'elles soient, se caractérisent par un certain déficit de connaissances et degré d'incertitude. Il importe de reconnaître cet état de fait et, le cas échéant, de signaler le déficit de connaissances et les incertitudes relevés.

L'analyse des risques est souvent entreprise malgré le déficit de connaissances prévalant qui, s'il était comblé, permettrait d'obtenir des résultats plus fiables. Un tel déficit de connaissances doit au moins être constaté et relevé, dans le cadre du processus d'analyse des risques, qu'il concerne les **données** ou les **méthodes de l'analyse** utilisées pour l'estimation.

Tant les données utilisées dans l'analyse des risques elle-même que les paramètres à partir desquels les différents scénarios sont élaborés peuvent s'avérer lacunaires. L'exhaustivité et le degré de précision et de détail des données relatives aux conditions hydrodynamiques ou hydrologiques, à la topographie, à la géométrie structurelle et à la typologie des sols, ainsi que ceux des paramètres ou des données relatifs aux enjeux, peuvent varier. Une telle variation peut être à l'origine de certaines imprécisions dans les résultats obtenus à partir de telles données, dont une amélioration pourrait s'avérer nécessaire afin de réduire l'incertitude des résultats de l'analyse des risques.

L'« incertitude méthodologique » a été définie comme le fait de posséder « des connaissances ou des capacités insuffisantes pour mesurer ou calculer la valeur d'un facteur donné », une telle incertitude étant susceptible de donner lieu à « des différences entre sa valeur estimée et sa valeur "réelle" » (Samuels, 1995). Les connaissances relatives au système de protection contre les inondations de même que l'impact des interventions sur celui-ci ne peuvent être qu'incomplètes. Plus on modélise d'éléments dans un système et plus on augmente le nombre de modèles utilisés dans l'analyse de risque (par exemple pour un modèle climatique mondial, modèle hydrodynamique, modèle de défaillance des systèmes de protection, modèle d'intervention humaine, modèle d'évaluation des conséquences), plus il est important de gérer les incertitudes de façon fiable. Les systèmes décisionnels sont de plus en plus recherchés et le nombre de parties prenantes, aux visées et intérêts souvent opposés, ne cesse d'augmenter. C'est la raison pour laquelle il est indispensable de fournir une certaine évaluation des incertitudes associées aux données, analyses et résultats. Cette information est capitale car elle permet d'apporter un certain niveau de confiance dans les résultats de l'évaluation du risque.

En plus de l'incertitude liée à l'approche retenue, se greffe l'incertitude encore plus importante de la prédiction des futures épisodes d'inondation, d'où le recours à l'évaluation de différentes stratégies face à un éventail complet de scénarios envisageables, autrement dit au critère de « robustesse ».

Gestion de l'incertitude de l'analyse du risque inondation

Dans le cas des analyses déterministes traditionnelles, les incertitudes (qu'elles soient connues ou suspectées) sont traitées au moyen de certains types d'analyses de sensibilité dans le cadre desquelles la variabilité des paramètres d'entrée est définie avec l'aide de spécialistes. L'analyse probabiliste consiste quant à elle à reconnaître explicitement le caractère incertain des données, de l'analyse et des résultats, et à les classer par type d'incertitude. Il s'agit d'une approche plus rigoureuse dont les calculs peuvent s'avérer plus onéreux. La définition de plages d'incertitude supérieures et inférieures par source - transfert - cible constitue par conséquent, en l'occurrence, une exigence minimale. Quatre niveaux d'incertitude peuvent être pris en compte pour guider l'approche :

- **Niveau 1:** incertitude concernant les niveaux d'eau et les conditions de houle dont il doit être tenu compte tout au long de l'analyse, en vue de la production de données d'incertitude.
- **Niveau 2:** principale source d'incertitude du modèle source-transfert-enjeux, dont il doit être tenu compte tout au long de l'analyse, en vue de la définition d'un niveau d'incertitude global :
 - termes relatifs au milieu eau : incertitude au niveau de tout élément en amont de la première mesure de gestion, par exemple les précipitations ou le niveau des eaux marines ;
 - termes relatifs au système d'endiguement : incertitude en ce qui concerne les niveaux de crête de digues, la sûreté des digues, les propriétés géotechniques, le modèle de sol, etc. ;
 - termes relatifs à la zone protégée : incertitude, par exemple, de l'estimation des conséquences pour les populations et les biens.

- **Niveau 3:** analyse de l'incertitude plus rigoureuse, soit par exemple une analyse de sensibilité axée sur la variabilité ou une analyse de type Monte-Carlo. Il peut en résulter une appréciation plus fine de la variabilité des résultats. Il existe des méthodes permettant d'apprécier la corrélation ou l'absence de corrélation dans la variabilité des données d'entrée.
- **Niveau 4:** analyse de l'incertitude équivalente à celle du niveau 3 mais plus exhaustive, quant aux méthodes et aux processus physiques retenus pour la modélisation. La comparaison des résultats déduits de différents modèles, de crue, de rupture de digue ou de propagation d'inondation, implique par exemple un degré nettement supérieur de complexité. Il apparaît par conséquent comme peu probable qu'une telle approche, susceptible de se révéler relativement fastidieuse, soit adoptée pour des outils décisionnels pour lesquels l'analyse de risque unique est généralement privilégiée.

Présentation de l'incertitude

L'analyse de l'incertitude sera vaine sans un examen minutieux de la manière dont l'information est présentée aux utilisateurs et sans des consignes claires quant à son utilisation et son interprétation. Des techniques de visualisation simples pourront par exemple être adoptées pour les utilisateurs les moins expérimentés et des modèles d'exploration des données plus poussés seront préférés pour les utilisateurs experts (Environment Agency, 2009).

Niveaux d'incertitude acceptables

Le niveau d'incertitude acceptable dépendra des résultats de l'analyse des risques et du type de risques définis pour les enjeux de la zone protégée. Le niveau d'analyse approprié devra par conséquent être déterminé en vertu de l'approche par paliers de l'estimation des risques décrite aux sections 2.1.3.3 et 5.2.1. Cette analyse doit notamment consister à déterminer les exigences de l'estimation des risques et à définir les critères de risque. Il s'agit notamment de s'interroger sur les hypothèses de base et sur la validité des données utilisées (âge, précision, but initial de leur utilisation, etc.), sur les modalités d'un recours à l'analyse et à l'avis d'experts, et il s'agit aussi de comparer l'approche proposée aux autres modèles d'estimation des risques existants.

5.2.3 Composants de l'analyse des risques

L'analyse du risque inondation nécessite de définir l'ensemble des composants susceptibles d'influer sur le risque inondation d'un système endigué (cf. figure 5.6). Le processus doit permettre de les évaluer et de les intégrer. La figure 5.7 illustre les différents composants du risque inondation d'une zone protégée par un système d'endiguement.

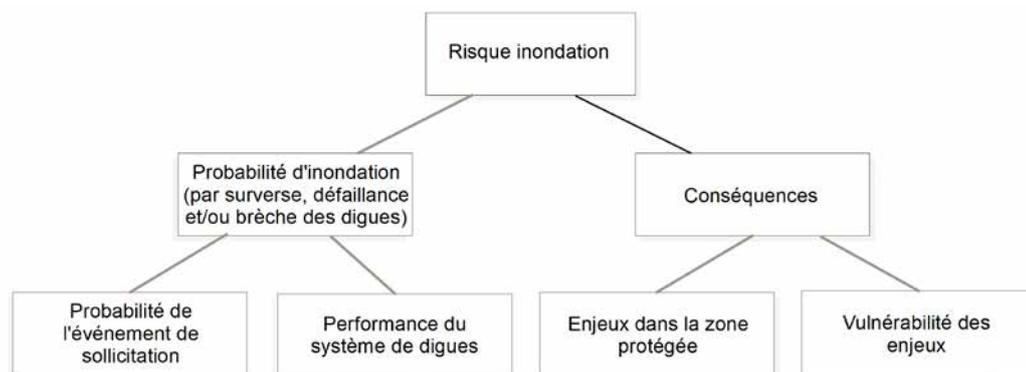


Figure 5.6 Les différents composants du risque inondation d'une zone protégée par un système d'endiguement

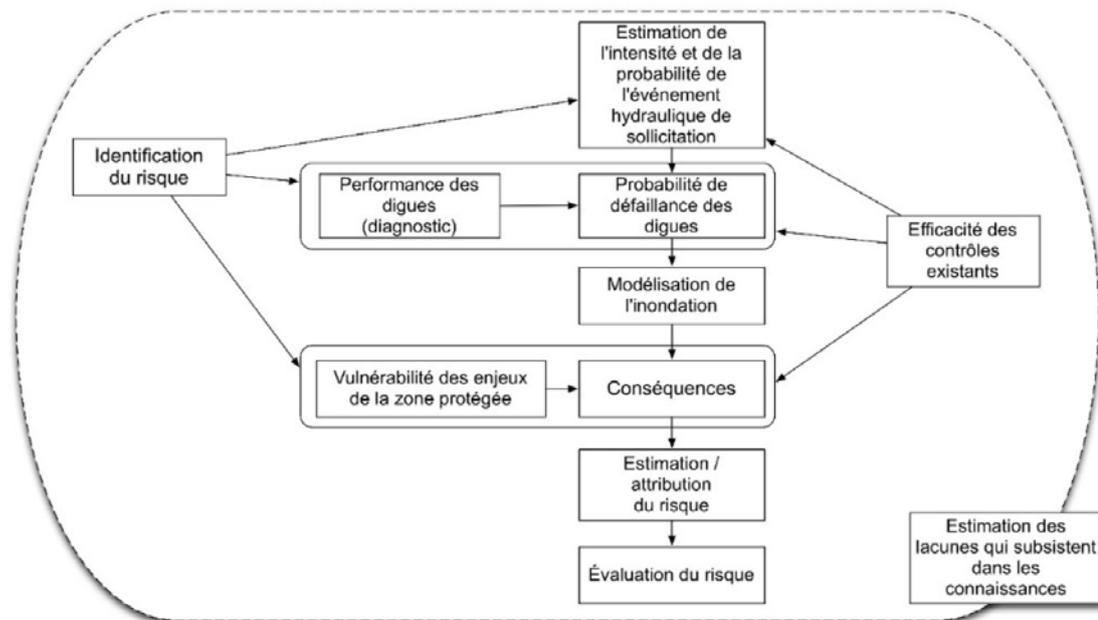


Figure 5.7 **Cadre d'analyse des différents composants du risque inondation d'une zone protégée par un système d'endiguement**

(source : R. Tourment et M. Wallis)

1. **identification des risques (section 5.2.4)** : l'analyse des risques consiste en premier lieu à identifier et à consigner les facteurs affectant le risque, afin de déterminer ce qui est susceptible de se produire et ce à quoi une situation donnée pourrait aboutir. Figurent parmi ces facteurs les éléments composant les milieux eaux, le système d'endiguement et la zone protégée du système dont on étudie le risque inondation (cf. figure 2.2) ;
2. **estimation de la probabilité de l'événement (section 5.2.5)** : crues et tempêtes sont des événements épisodiques. Les événements de grande ampleur sont plus rares que ceux de moyenne ou de faible ampleur. La probabilité de la survenue d'un événement d'une ampleur donnée peut être caractérisée comme celle de sa survenue au cours d'une année donnée (soit la probabilité annuelle) ;
3. **analyse de défaillance de digue (section 5.2.6)** : le risque d'inondation d'une zone protégée par un système d'endiguement dépend de la performance de celui-ci. Selon l'endroit de la défaillance au sein d'un système d'endiguement (en conjonction avec la topographie de la zone protégée), tel ou tel enjeu sera affecté par les eaux. Le type de défaillance susceptible de se produire au niveau d'un système d'endiguement et le lieu de sa survenue constituent d'importantes considérations pour l'estimation du niveau de risque. Cette activité a trait directement à l'estimation de la performance de la digue au cours d'une crue/tempête (cf. section 5.3). Le résultat d'une analyse des risques doit être exprimé en termes probabilistes (cf. section 5.2.6) ;
4. **modélisation d'inondation (section 5.2.7)** : les caractéristiques de l'inondation, parmi lesquelles la hauteur d'eau, le débit et les données temporelles sont nécessaires pour évaluer les dommages potentiels ou élaborer des plans d'évacuation. Ces informations peuvent être obtenues au moyen de modèles d'inondation, à savoir des programmes informatiques de simulation d'inondation le long des cours d'eau, des littoraux, voire des systèmes de drainage urbains ;
5. **analyse des conséquences (section 5.2.8)** : une « conséquence » se produit lorsqu'une personne ou un bien vulnérable exposé à une inondation subissent des dommages. Les conséquences de l'inondation peuvent être directes (victimes, bâtiments et/ou leur contenu endommagés, etc.) ou indirectes (retombées sanitaires et sociales, pertes de bénéfices induites par les délais de retour à la normale, etc.). Ainsi une analyse et une évaluation des conséquences probables d'une inondation sont-elles nécessaires afin de déterminer l'ampleur des retombées potentielle d'une crue/tempête ;

6. **estimation du niveau de risque (section 5.2.9)** : le niveau du risque inondation est calculé en tenant compte de la probabilité de l'occurrence d'une inondation et des conséquences potentielles de celle-ci appréciées au cours des étapes précédentes. Les résultats de l'analyse des risques sont obtenus lors de cette étape ;
7. **efficacité des contrôles existants** : les contrôles sont les mesures, structurelles ou non, prises afin de limiter la possibilité d'occurrence d'une inondation ou de ses conséquences. Ils peuvent concerner les différents composants du système que sont le milieu eau (brise-lames, dispositifs de gestion de la crue tels que les barrages, etc.), le système d'endiguement (entretien des digues, surveillance et gestion de l'urgence par exemple) ou les enjeux (alerte crue, évacuation de la population, résilience des bâtiments, etc.). Les contrôles existants peuvent et doivent être pris en compte dans les estimations de la probabilité d'occurrence, des défaillances de digues et des conséquences de l'inondation.

L'attribution et l'évaluation des risques constituent des mesures supplémentaires facultatives pouvant être prises, en fonction de l'échelle de l'analyse et des objectifs de l'analyse de risques, à l'échelle de chaque tronçon de digue ou du système d'endiguement.

- Attribution des risques : les digues agissent concomitamment, au sein d'un système d'endiguement, pour réduire les risques d'inondation. Quel que soit le système d'endiguement, il existe un risque résiduel au sein de la zone protégée. L'attribution des risques consiste à relier ce risque résiduel à chaque tronçon de digue, conformément aux méthodes de l'analyse des risques décrites précédemment, laquelle permet la priorisation des actions à mener pour les différents tronçons de digue peut être effectuée.
- Évaluation des risques : l'évaluation des risques ne fait pas à proprement parler partie de l'analyse des risques que peut mener le gestionnaire de digue, les indicateurs communément admis pour l'acceptabilité du risque d'inondation n'étant pas toujours disponibles. L'acceptabilité ou la tolérance des niveaux de risque est en effet généralement dictée à la communauté scientifique et technique par la société civile, à l'instar de nombreux autres risques (cf. section 5.2.11). Il est important de communiquer les données d'évaluation aux décideurs, afin de leur permettre de déterminer s'il convient de poursuivre la mise en œuvre de leurs mesures de réduction des risques.

5.2.4 Identification des risques

Pour analyser le risque, les éléments que sont le milieu eau, le système d'endiguement et la zone protégée doivent tout d'abord être reconnus et consignés afin de déterminer ce qu'il est susceptible de se produire et ce à quoi une situation donnée risque d'aboutir. Le risque réel peut être analysé *via* des chaînes de causes et d'effets telles que celles décrites ci-dessous :

- des précipitations ou un orage entraînent une élévation des niveaux d'eau qui se traduit à son tour par une augmentation de la charge sur les digues ou l'inondation de la plaine inondable ;
- l'augmentation des charges sur les ouvrages est susceptible de provoquer la défaillance d'une digue (cf. section 3.5.2) dont la conséquence pourra être un accroissement de la brèche/une progression et l'inondation de la zone protégée ;
- l'inondation peut occasionner des victimes (pertes en vies humaines, blessures graves, etc.), et la destruction de biens.

Les facteurs suivants doivent par conséquent être pris en compte dans tout processus d'identification des risques :

- cas de charge (crues, tempêtes et autres événements hydrométéorologiques tels que formation de glace, séismes, impacts physiques imprévus, etc.) et leur probabilité ;
- probabilité d'inondation sans rupture de digue (le niveau d'eau dépasse la crête de la digue et/ou une défaillance hydraulique se produit – cf. section 3.5.1) ;
- état de la digue et probabilité de sa rupture sous la charge entraînant une inondation ;
- caractéristiques de la plaine inondable et de l'inondation (hauteur d'eau, vitesse, étendue géographique, etc.) ;
- nature, étendue et vulnérabilité des enjeux (humains, environnementaux, économiques) de l'inondation ;

- mécanismes et mesures de contrôle des risques existants et leur efficacité (dispositif d'intervention d'urgence par exemple) ;
- incertitude quant aux connaissances et données relatives aux facteurs de cette liste.

Les connaissances relatives aux précédentes inondations peuvent être utilisées pour déterminer les facteurs énumérés ci-dessus. Il est fort probable, toutefois, pour les événements rares, que cela ne suffise pas. Quel que soit l'événement, les circonstances – l'état des ouvrages de protection contre les inondations par exemple –, le type d'occupation et les enjeux de la zone protégée, peuvent avoir évolué (cf. section 2.1.4). La recherche devra par conséquent porter sur :

- les probabilités, l'intensité et la cinétique de l'ensemble des inondations possibles ;
- les probabilités et les effets de toute modification du système d'endiguement ;
- les conséquences du risque d'inondation sur les enjeux.

Une fois réunies ces informations, l'analyse ultérieure des risques est généralement effectuée selon l'une des deux approches suivantes :

1. élaboration de scénarios spécifiques combinant par exemple un certain nombre de cas de charge, de probabilités de défaillance, de caractéristiques d'inondation et de types d'intervention humaine. Ces scénarios peuvent ne pas être prescriptifs et se traduire par des résultats analytiques variables rendant difficile toute comparaison entre les différentes évaluations des risques. Si une certaine cohérence est requise, les instructions des autorités responsables ou des instances régionales et/ou nationales désignées doivent être sollicitées. Un exemple de scénario d'événement prescriptif adopté en France pour lequel cette approche a été utilisée est fourni à l'encadré 5.1 ;
2. évaluation de l'ensemble des combinaisons de charges et d'états de digue possibles (dépassement et brèche), ainsi que de l'inondation en résultant, par une simulation de Monte-Carlo et une modélisation rapide de l'inondation, ainsi que par la confrontation des résultats en fonction de chaque probabilité, de manière à générer une estimation globale du risque d'inondation, en termes économiques (approche adoptée au Royaume-Uni).

Encadré 5.1

Exemple d'exigences de scénario prescriptif en France

L'arrêté NOR : DEVQ0814392A (2008) définit le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et stipule :

« L'étude de dangers s'appuie sur une analyse de risques permettant d'identifier les causes, les combinaisons d'événements et les scénarios susceptibles d'être, directement ou par effet domino, à l'origine d'un accident important. Ceux intrinsèques à l'ouvrage sont évalués en tenant compte de sa conception, de son dimensionnement, de son état et de son comportement, notamment sous l'effet des aléas recensés (notamment les crues, les séismes, les risques de mouvements de terrain et les risques d'avalanche ainsi que, pour ce qui concerne les digues, les érosions de berges et les évolutions morphologiques).

Pour les digues, les potentiels de danger à considérer résultent de la libération accidentelle d'eau dans le lit majeur, suite :

- à une rupture d'une partie de la digue ;
- à un déversement sur la digue, sans qu'elle rompe ;
- à un dysfonctionnement ou à une manœuvre d'un organe de cette digue. »

La circulaire du 16 avril 2010 (NOR : DEVP1009801C) relative aux études de dangers des digues de protection contre les inondations fluviales stipule :

« L'étude de la probabilité d'occurrence des scénarios doit, dans la mesure du possible, positionner la survenance des scénarios de défaillance identifiés selon trois niveaux :

Dans le cas d'une digue sans déversoir(s) :

- avant le niveau de la surverse sur la crête ;
- au voisinage du niveau de la surverse sur la crête ;
- après le niveau de la surverse, du fait des caractéristiques mécaniques ou géométriques de l'ouvrage.

Dans le cas d'une digue équipée de déversoir(s) :

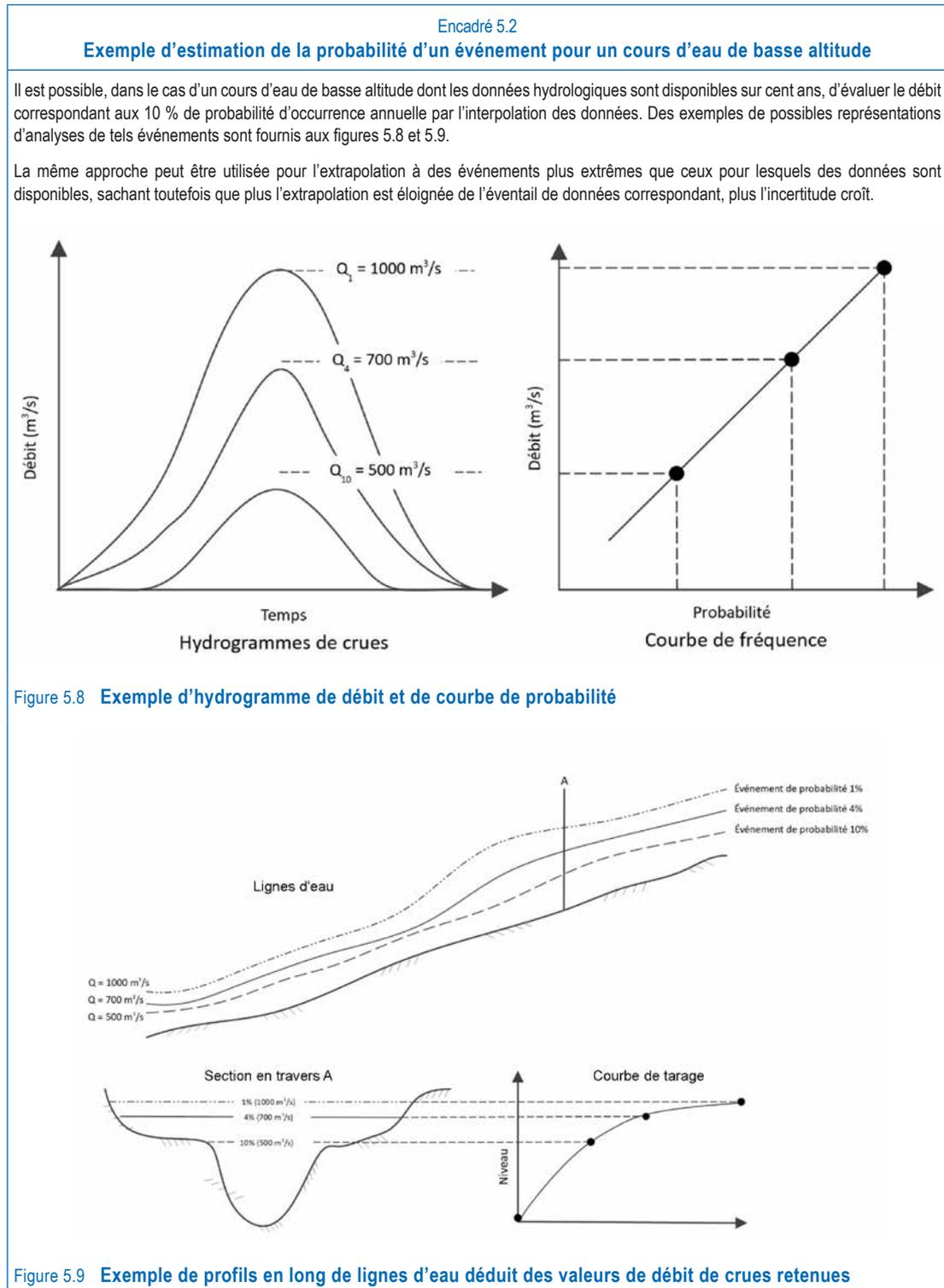
- avant le niveau de fonctionnement des déversoirs ;
- au voisinage du niveau de fonctionnement des déversoirs ;
- après le niveau de fonctionnement des déversoirs, c'est-à-dire par surverse sur la crête. »

Note

* Les études de dangers de digues doivent être conduites à la fois pour les systèmes existants et pour les systèmes à venir.

5.2.5 Estimation de la probabilité de l'événement

La probabilité d'élévation du niveau d'eau peut être estimée au moyen de différentes techniques d'interpolation/extrapolation statistiques des crues précédentes. Un exemple d'interpolation pour un fleuve de basse altitude est fourni à l'encadré 5.2, mais l'approche exacte varie (cf. chapitre 7) selon la nature de l'événement source (fluvial, maritime, etc.).



Les caractéristiques de l'événement en termes de charge hydraulique sur le système d'endiguement qui sont requises pour l'évaluation de la performance de la digue sont précisées à la section 5.3.3.2.

5.2.5.1 Probabilité des événements rares

Une « extrapolation » statistique est nécessaire pour déterminer l'intensité (débit ou hauteur) des événements rares – les crues d'une probabilité de 0,1 % par an par exemple – et pour en déduire un ratio intégral intensité-fréquence, au-delà des données disponibles. Les autres facteurs à prendre en compte pour l'estimation des événements extrêmes sont les suivants :

- **erreurs d'extrapolation** : si l'extrapolation statistique de données homogènes ne doit pas se situer au-delà du triple de la période de mesures, le dépassement de cette limite pour l'évaluation des événements plus rares demeure courant. Pour ce type d'estimation, les « plages d'erreurs » correspondant au degré d'incertitude entourant l'estimation centrale doivent être précisées. En ce qui concerne les zones littorales pour lesquelles des décennies, voire des siècles de données relatives aux marées et à la houle sont disponibles, par exemple, le niveau d'eau correspondant à l'événement d'une probabilité d'occurrence de 0,1 % par an peut être estimé au moyen d'une analyse statistique, le cas échéant, par extrapolation. En ce qui concerne les zones pour lesquelles aucun marégraphe n'est disponible, des données d'interpolation de zones avoisinantes peuvent être utilisées. Évidemment, plus les étapes sont nombreuses, plus des plages d'erreurs importantes doivent être définies ;
- **utilisation de données synthétiques** : des données de débits supplémentaires, déduites des modélisations, sont parfois ajoutées aux données enregistrées, afin de pallier les limites statistiques des courtes périodes de mesures. Les exemples suivants peuvent être donnés pour cette approche dite « synthétique » :
 - **déduction** de statistiques d'écoulement fluvial par simulation informatique des conditions météorologiques sur des périodes prolongées (moyennant une sélection aléatoire des données mesurées pour chaque journée), suivie de la modélisation de la propagation des crues dans les cours d'eau, ou de la génération de niveaux marins et la définition de la répartition entre les influences fluviales (débits entrants) ou marines (état de la mer) ;
 - **génération directe** de données d'état de la mer par échantillonnage aléatoire à partir des fonctions conjointes de densité développées (hauteurs de houle et niveaux d'eau par exemple) (cf. section 5.2.5.2) ;
- **statistiques relatives aux précipitations et crues éclaircies** : les données statistiques de précipitations pour les bassins versants de faibles dimensions, généralement plus nombreuses que les données de débits, sont souvent utilisées en combinaison avec les caractéristiques des bassins versants pour la génération de statistiques de débits extrêmes (la prise en compte des caractéristiques des bassins versants est nécessaire, car la probabilité de l'occurrence d'un écoulement fluvial extrême n'est pas la même que la probabilité de l'événement de précipitations qui provoque le débit en question).

5.2.5.2 Probabilité conjointe d'événements

L'estimation de l'élévation du niveau d'eau nécessite souvent celle de plus d'un facteur de causalité. Deux facteurs de risque indépendants peuvent ainsi se combiner et générer une menace d'inondation plus grave (un niveau d'eau supérieur par exemple) que si un seul risque avait prévalu. L'analyse de la « probabilité conjointe » en résultant, à savoir la probabilité de la prévalence de plusieurs facteurs de risque au même moment, est courante, en matière de génie côtier, pour l'estimation :

- du niveau des eaux littorales total engendré par une onde de tempête et par une marée astronomique ;
- de combinaisons de hauteurs de houle, de périodes et de directions avec les niveaux d'eau totaux.

Une analyse de probabilité conjointe similaire peut toutefois être conduite pour des événements combinés tels que glissements de terrain et séismes, crues et embâcle de glace, défaillance de barrages et de digues situés en amont ou défaillances de digues sur la rive opposée du cours d'eau.

La distribution et les **valeurs extrêmes** de chaque variable, ainsi que le rapport de **dépendance** pour chaque paire de variables, couplés à une méthode de combinaison pertinente de l'ensemble de ces données, constituent des éléments essentiels de l'estimation des données extrêmes de probabilité conjointe. L'un des trois types d'approche suivants est généralement suivi :

- **approche analytique** : envisageable si les valeurs extrêmes correspondent aux distributions ajustées ;

- **simulation de Monte-Carlo** : mieux adaptée en cas de combinaison de distributions empiriques, de modèles statistiques ajustés et/ou de valeurs extrêmes imposées ;
- **analyse documentaire** : approche plus appropriée pour les non-spécialistes, pour laquelle des valeurs extrêmes sont appliquées à des conditions de probabilité conjointe, dont le calcul préalable est effectué en termes de périodes de retour marginales, pour un certain nombre de niveaux de dépendance différents.

La densité de probabilité conjointe, la fonction structurelle et les extrêmes de dépassement conjoint (les extrêmes à variable unique seront également calculés pour contrôle) constituent les trois méthodes les plus couramment utilisées pour présenter les résultats d'une analyse d'extrême de probabilité conjointe. Des précisions supplémentaires sont fournies dans Hawkes (2008).

S'il n'existe pas de nombre plafond absolu de variables pouvant être prises en compte dans une analyse de probabilité conjointe, les calculs se compliquent pour chaque variable partiellement dépendante supplémentaire considérée. Dans la pratique, la plupart des analyses de probabilité conjointe se limitent à deux variables essentielles (Hawkes, 2008). Des variables secondaires et/ou conditionnelles supplémentaires peuvent être incorporées à l'analyse selon d'autres modalités (Defra/Environment Agency, 2005).

Des informations supplémentaires sur l'estimation de la probabilité des crues et sur la combinaison des événements sources sont fournies à la section 7.4.

Il est également recommandé de prévoir, pour ce type d'analyse, une estimation de l'efficacité et de l'efficacité des contrôles existants tels que les barrages écrêteurs de crues, les épis et les dispositifs de recharge des plages susceptibles d'affecter la mise en charge.

5.2.6 Analyse de la défaillance des digues

La question de l'analyse de la défaillance des digues est abordée en détails à la section 5.3. L'objet de la présente section est de décrire la manière dont les résultats d'un diagnostic de digue sont utilisés pour les besoins d'une analyse plus large du risque d'inondation par défaillance d'un système d'endiguement, en particulier dans la mesure où ce résultat doit alors être exprimé en termes de probabilité.

5.2.6.1 Probabilité de défaillance du tronçon de digue

Les digues sont rarement uniformes pour ce qui est de leurs matériaux, de leurs méthodes de construction, de leur géométrie, de leur viabilité, etc. (cf. section 3.3), une telle variabilité a une incidence directe sur la probabilité de défaillance d'un système d'endiguement, qui doit par conséquent être évaluée pour chaque tronçon de digue – y compris les composants de digue, leurs fonctions et les tronçons de digue fonctionnellement homogènes – au moyen d'une analyse fonctionnelle de la digue (illustrée à la figure 5.10).

Les variations entre les probabilités de défaillance de différents tronçons d'un système d'endiguement peuvent alors être établies. Les différentes méthodes de détermination des modes de défaillance (cf. section 3.5) sont précisées à la section 5.3.3.

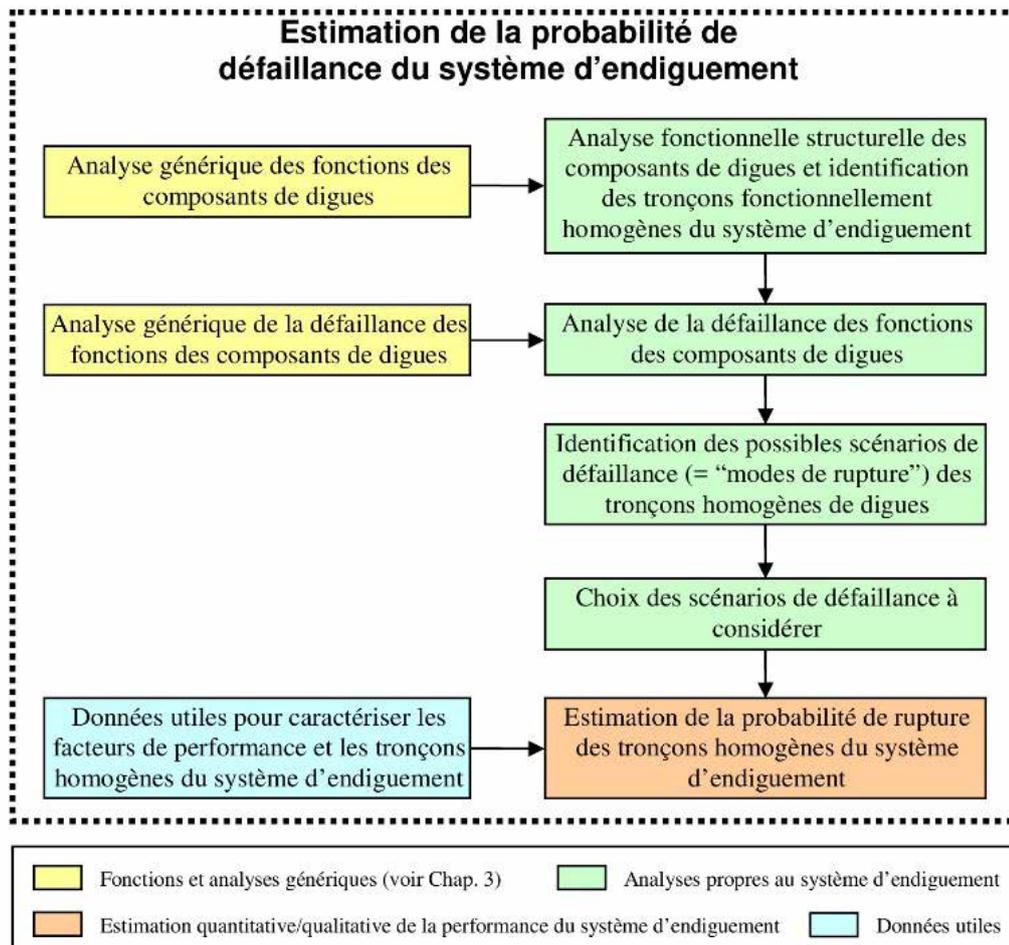


Figure 5.10 **Estimation de la probabilité de défaillance d'un système d'endiguement**
 (source : B. Beullac et R. Tourment, Irstea)

5.2.6.2 Probabilité de défaillance du système d'endiguement

Le risque inondation d'une zone protégée par une digue dépend de la performance combinée de l'ensemble des tronçons du système d'endiguement. La défaillance d'un composant du système d'endiguement est susceptible d'affecter la performance d'un composant voisin, avec lequel un rapport de dépendance totale ou partielle peut prévaloir. En cas d'analyse (quantitative) de la défaillance d'un système d'endiguement, ce rapport doit idéalement être exprimé en termes probabilistes. L'encadré 5.3 fournit un exemple de méthode de calcul des défaillances potentielles d'un système d'endiguement, pour lequel la longueur de chaque section de digue est estimée suffisamment importante pour être considérée comme indépendante.

Cette méthode peut être utilisée, en cas d'analyse des risques, pour compléter les données « brutes » d'une estimation de la performance de chacune des digues, afin de définir le lien entre la défaillance de digue et le scénario d'inondation étudié/évalué en découlant. Cela dépendra, entre autres, de l'endroit et de l'importance de la brèche du système d'endiguement. De plus amples informations sur l'analyse de la brèche sont fournies à la section 8.10.

Les mesures de contrôle adoptées afin de limiter la probabilité de défaillance d'une digue lors d'une crue (organisme de surveillance, réparations, estimation de son efficacité, etc.) doivent être prises en compte dans cette analyse.

Encadré 5.3

Méthode d'analyse de défaillance d'un système d'endiguement

(de Gouldby *et al.* 2008)

La figure 5.11 illustre un lit de rivière conceptuel séparé de la zone de plaine inondable (la zone d'inondation) par une série de sections de digues discrètes (d_1, d_2, \dots, d_n). Chacune est dotée d'un dispositif de protection contre les eaux de crue indépendant et distinct possédant ses propres types de structure, niveaux de crête ou notes d'état.

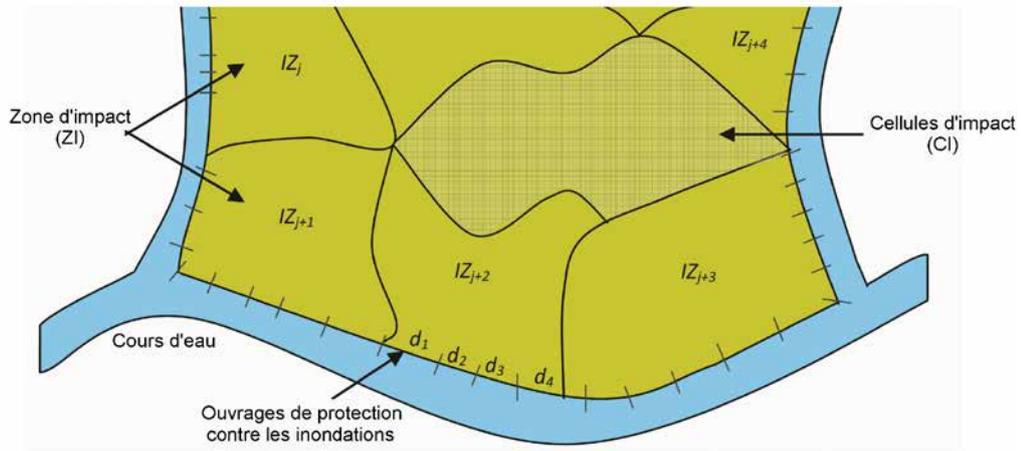


Figure 5.11 Schéma conceptuel du modèle
(de Gouldby *et al.* 2008)

Les occurrences de charge extrême sont définies comme des variables aléatoires continues (L) associées à chaque digue, et une défaillance de section de digue individuelle (défaillance structurelle) est définie en tant que variable aléatoire continue subordonnée à la charge (la représentation de ces distributions est couramment dénommée « courbes de fragilité ») (*cf.* également chapitre 3). Deux états différents (dits « variables aléatoires de Bernoulli ») sont possibles pour chaque tronçon d'ouvrage de protection au cours d'une ou une tempête : défaillant ou non défaillant (d, \bar{d}), la probabilité de chaque état étant obtenue à partir des courbes de fragilité.

Dans toute zone d'inondation, la ligne continue de sections de digue forme un système de protection. Le nombre potentiel d'états de système d'endiguement (combinaisons de défenses défaillantes/non défaillantes de la zone d'inondation), pour toute charge hydraulique donnée (l), est donc 2^n . L'état du système d'endiguement, déduit de l'état défaillant/non défaillant de chaque section de digue, constitue une variable aléatoire discrète (D), dont la fonction de masse de probabilité conditionnelle ($p_{D|L}$) est simplement :

$$p_{D|L}(d, l) = P[D = d | L = l] \quad (5.1)$$

où :

D = variable aléatoire discrète correspondant à l'état du système d'endiguement

d = toute combinaison donnée de digues défaillantes et non défaillantes composant le système de protection (d est un vecteur comprenant l'état de l'ensemble des digues du système de protection).

Les valeurs de performance d'un tronçon de digue consécutifs sont supposées indépendantes de celles des autres tronçons, par conséquent la probabilité de l'occurrence d'un état du système de protection particulier ($d_1, \dots, d_k, \bar{d}_{k+1}, \dots, \bar{d}_n$ par exemple), pour une charge hydraulique donnée (l), en vertu de la règle de multiplication, est la suivante :

$$p_{D|L}(d, l) = P[D = d | L = l] = \prod_{i=1}^k p(d_i | l) \prod_{i=k+1}^n [1 - p(\bar{d}_i | l)] \quad (5.2)$$

5.2.7 Modélisation des inondations de la zone protégée par les digues

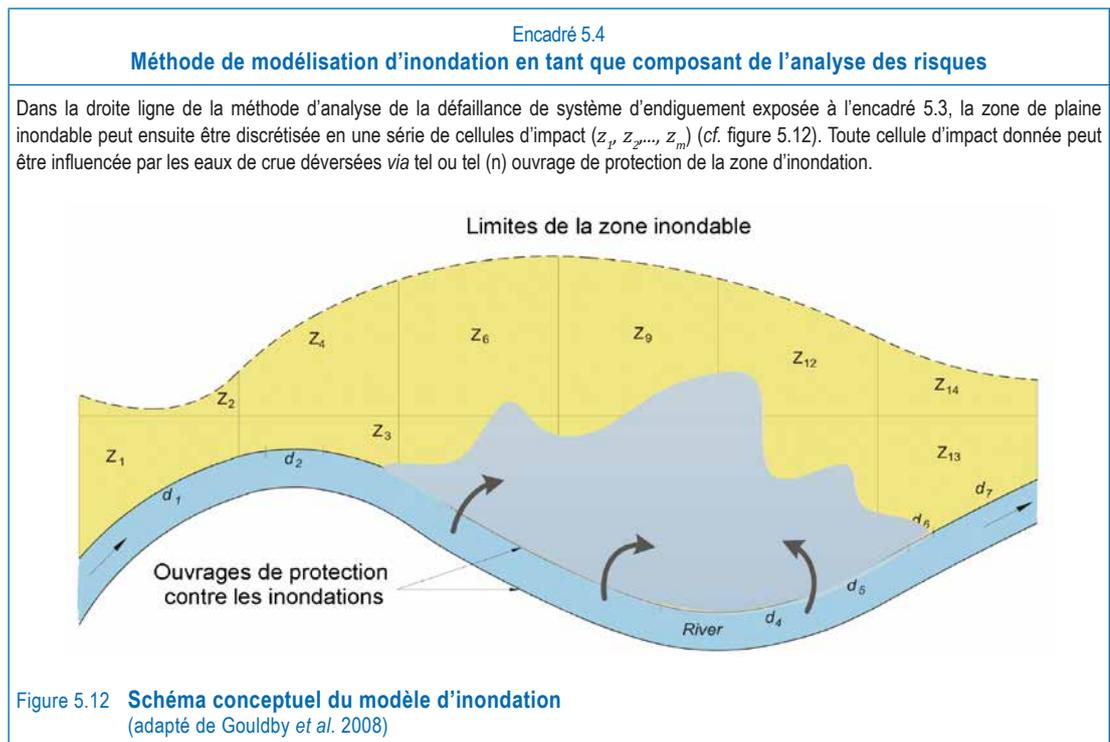
La défaillance et/ou le dépassement de la digue ont pour effet l'inondation de la zone protégée et, potentiellement, de provoquer des victimes et des dégâts. Les caractéristiques de l'inondation et la topographie du terrain déterminent la direction des eaux de crue, les enjeux et l'étendue de l'événement. Des logiciels de modélisation d'inondation sont souvent utilisés pour les fleuves/cours d'eau, les littoraux voire les systèmes de drainage urbains, aux fins de simulations :

- de l'itinéraire et des caractéristiques de l'inondation ;
- des hauteurs d'eau ;
- de la vitesse d'écoulement ;
- du temps de propagation de l'inondation.

La modélisation d'inondation peut être entreprise pour les digues submergées par les eaux de crue ou ayant cédé (qu'un dépassement se soit ou non produit) sous l'effet de la crue. Dans le cas d'un scénario avec dépassement, le débit déversé peut être déterminé au moyen des calculs de montée des vagues et de débordement décrits à la section 8.2. En ce qui concerne les digues ayant cédé, une analyse de la brèche telle que décrite dans la section 8.10 peut être entreprise pour déterminer le volume d'eau entrant dans le modèle d'inondation pour la zone protégée. Des précisions supplémentaires sur les différents modèles de « propagation de crue » – du plus simple au plus complexe – sont fournies à la section 8.11, dans laquelle il est également question des différentes manières dont les modèles de rupture et d'inondation peuvent être couplés.

L'encadré 5.4 montre comment des exécutions répétées de modèles d'inondation simplifiés pour différents scénarios de dépassement et de rupture peuvent être utilisées, dans le cadre d'une analyse du risque inondation, pour déterminer les probabilités et caractéristiques d'inondation de diverses parties d'une zone protégée par une digue.

Outre les analyses du risque inondation, la modélisation d'inondation peut être utile pour la planification de la gestion des événements hydrométéorologiques (cf. chapitre 6). Les plans d'alerte, d'évacuation et d'organisation de la circulation sont souvent élaborés à partir des calculs effectués en matière de caractéristiques d'inondation, de hauteurs d'eau et de temps d'arrivée des eaux de crue. L'impact sur les enjeux au sein de la zone protégée par la digue peut dépendre de ces plans (cf. section suivante).



Encadré 5.4 (suite)

Méthode de modélisation d'inondation en tant que composant de l'analyse des risques

Les volumes de crue (V) déversés à travers (ou par-dessus) toute section de digue donnée, sous l'effet de toute charge donnée (l), dépendent de l'état du système de protection. La hauteur d'eau Y au niveau de toute cellule d'impact donnée dépend du volume de crue déversé dans la plaine inondable à travers les digues, selon l'état du système de protection (Y est une fonction de D et donc une variable aléatoire discrète) :

$$Y = g(D) \quad (5.3)$$

Le problème est maintenant, pour toute cellule d'impact donnée, de déterminer la probabilité du dépassement de toute hauteur d'eau donnée (y) sous l'effet de tout état de charge donné (l) :

$$P(Y > y|l) = P[g(D) > y|l] \quad (5.4)$$

Si la fonction reliant D à Y peut être facilement évaluée, résoudre ce problème ne sera alors qu'une formalité, consistant simplement à additionner la fonction de masse de probabilité aux réalisations de D dont il résulte des hauteurs d'eau supérieures à y (cette région est notée (A)).

$$P(Y > y|l) = \sum_A p_{D|L}(d_s, l) \quad (5.5)$$

L'évaluation de cette fonction requiert l'exécution d'un modèle hydraulique tel que le modèle d'expansion de crue rapide (RFSM). Ce type de modèle, si sa capacité a tendance à s'améliorer, interdit généralement toute solution par énumération, étant donné en particulier que le vecteur (d) est susceptible de dépasser 100 éléments distincts (à savoir qu'un système de protection peut comprendre plus de 100 tronçons de digues (soit plus de 2^{100} états de système de protection), et tout un éventail de cas de charge doivent être pris en compte.

La solution privilégiée pour ce problème est une simulation de Monte-Carlo conventionnelle. Un échantillonnage des éléments du vecteur de défense est effectué (avec référence aux courbes de fragilité propres aux défenses), de sorte que chaque réalisation du processus d'échantillonnage comprenne un état du système de protection. Un vecteur (V) comprenant le volume déversé à partir de chaque système de protection dans la plaine inondable peut ensuite également être évalué.

Le vecteur (V) comprend l'état limite du modèle hydraulique d'expansion de crue. Ce modèle permet ensuite de générer la hauteur d'eau de crue maximale dans chaque cellule d'impact des volumes de crue d'entrée. La probabilité du dépassement d'une hauteur d'eau donnée, pour une mise en charge donnée (l), dans toute cellule d'impact donnée, est maintenant estimée au moyen de la formule suivante :

$$P(Y > y|l) \approx \frac{m_{Al}}{m_l} \quad (5.6)$$

Où m_{Al} correspond au nombre de réalisations du processus d'échantillonnage aboutissant à des hauteurs d'eau supérieures à y sous l'effet de l'état de charge, et m_l au nombre total de simulations entreprises pour la mise en charge l .

Pour obtenir la probabilité annuelle conditionnelle du dépassement y , les valeurs de charge continues ventilées sont discrétisées en q niveaux de $L_i : l_1, l_2, l_3, \dots, l_q$, associées à des périodes de retour données.

$$P(Y > y|l) \approx \sum_{i=2}^{q-1} \left[p\left(L \geq \frac{l_i + l_{i+1}}{2}\right) - p\left(L \geq \frac{l_i + l_{i+1}}{2}\right) \frac{m_{Al_i}}{m_{l_i}} \right] \quad (5.7)$$

Le nombre de simulations requises pour stabiliser la quantité estimée constitue un facteur important en cas d'utilisation de la simulation de Monte-Carlo (cf. Gouldby *et al.*, 2008).

5.2.8 Analyse des conséquences

L'évaluation des conséquences de l'inondation de la zone protégée (cf. figure 5.13) nécessite de combiner les résultats nets de la modélisation hydraulique des inondations potentielles (cf. encadré 5.4) et la vulnérabilité estimée des différents enjeux répertoriés et localisés de la zone protégée.

La zone protégée peut contenir un grand nombre d'enjeux différents, parmi lesquels :

- les personnes ;
- les bâtiments ;
- les espaces naturels/non exploités ;

- les zones cultivées ;
- les usines/entreprises ;
- les infrastructures critiques (réseaux de transport, de services collectifs et de communication) ;
- les espaces de loisir ;
- les aires de conservation de la nature.

La gravité des conséquences pour les enjeux situés dans la zone protégée par les digues dépend de caractéristiques clés de l'inondation telles que :

- la hauteur des eaux de crue ;
- la vitesse des eaux de crue ;
- la durée de la crue ;
- la vitesse de la montée des niveaux d'eau ;
- le laps de temps entre la rupture et l'arrivée de l'inondation sur les enjeux.

Les conséquences dépendent également des caractéristiques et de la qualité de l'eau (eau de mer/eau douce, température, turbidité, présence de polluants, etc.).

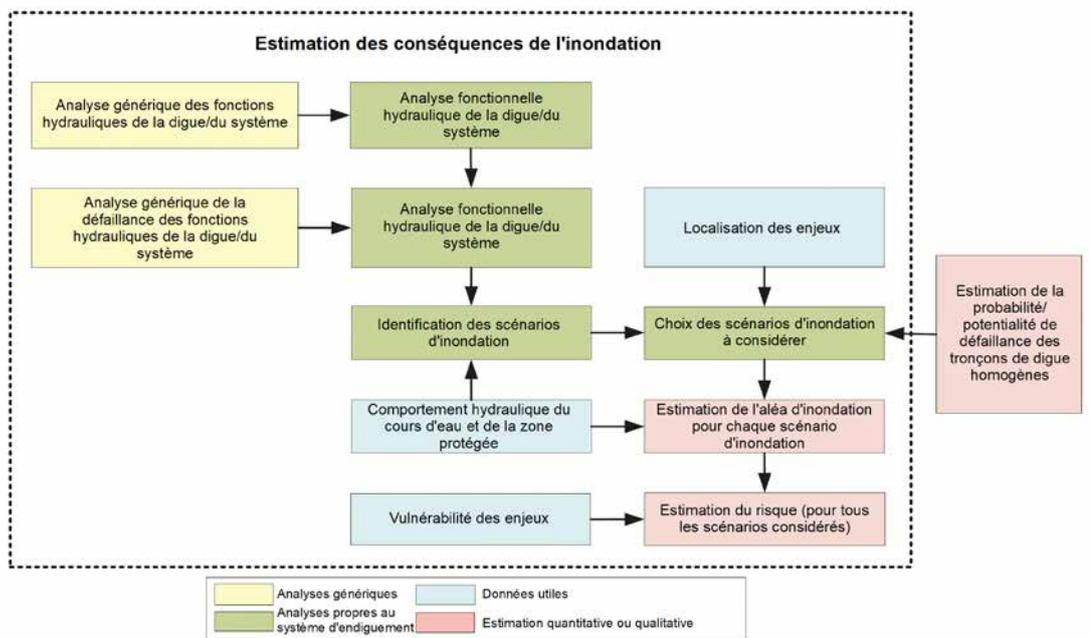


Figure 5.13 Exemple de méthode d'estimation des conséquences d'une inondation (source : B. Beullac et R. Tourment, Irstea)

Pour évaluer des retombées, les personnes et les biens de la zone protégée par la digue doivent être identifiés et géographiquement référencés. Leur vulnérabilité doit également être évaluée. La vulnérabilité des enjeux constitue une fonction caractérisant le potentiel de dommages dépend des caractéristiques hydrauliques de l'inondation (niveau d'eau, débit, durée).

Les mesures de contrôle adoptées pour limiter les conséquences d'une inondation, telles que les dispositifs d'alerte en cas d'inondation et d'évacuation, la construction d'abris et l'estimation de leur efficacité, doivent être prises en compte dans cette analyse.

5.2.8.1 Caractérisation des conséquences potentielles

Les conséquences potentielles sur les personnes et les biens peuvent concerner :

- la santé humaine, les pertes en vies humaines, les aspects sociaux ;
- l'héritage culturel et archéologique ;
- l'économie ;
- l'environnement.

Si le critère social peut ne concerner que le nombre de personnes défavorablement affectées, les conséquences, quant à elles, sont réparties entre différentes catégories comme : pertes en vies humaines, effets sanitaires, stress, sécurité ou équité.

Le patrimoine culturel, notamment les bâtiments historiques, les parcs et jardins, les monuments, etc., peut être endommagé par les eaux de crue. Le patrimoine culturel et archéologique peut être inclus dans l'analyse multicritère du risque inondation au même titre que les enjeux environnementaux, en répondant simplement par « oui » ou par « non » pour chaque critère. Un exemple en est fourni au tableau 5.1. D'autres indicateurs/critères peuvent être inclus.

Tableau 5.1 Exemples de critères d'évaluation culturels et archéologiques

Indicateur/critères	Dommages potentiels (risque)		Observations
	Oui	Non	
Site endommagé	1	0	La crue a endommagé mais non détruit le site. Le site et/ou ses richesses historiques peuvent être remis en état.
Perte de site	1	0	La crue a anéanti le site et sa valeur culturelle et/ou ses richesses historiques.
Évaluation finale	Σ	Σ	

Les dommages annuels moyens attendus causés par les inondations constituent le critère le plus couramment utilisé, en principe simplifié et exprimé en tant que pertes directes imputables aux dommages liés à l'inondation. Toutefois, les pertes indirectes (celles dues à une interruption de l'activité économique ou des transports par exemple) peuvent également être prises en compte.

Les critères environnementaux peuvent par exemple permettre de mesurer les retombées sur la faune et son habitat, sur la qualité et les réserves d'eau, sur la qualité des sols ou sur la beauté du paysage. Il convient de noter que des effets à la fois positifs et négatifs peuvent être relevés au regard de ces critères.

Des critères techniques tels que les effets hydrauliques peuvent parfois être invoqués. Ils peuvent toutefois non pas servir à mesurer les risques ou les effets de réduction des risques, mais uniquement les composants de ceux-ci.

L'étude des conséquences sur les enjeux, qui peut être menée de plusieurs manières, pose souvent problème. Les conséquences de l'inondation d'une usine, par exemple, peuvent être appréciées selon différents critères :

- pertes économiques ;
- retombées sociales : santé, stress, chômage temporaire ou permanent ;
- conséquences environnementales : pollution, perte d'habitat, etc.

Des méthodes d'évaluation des risques inondation ont été mises au point afin de tenter de pallier cette difficulté, par l'adoption d'une approche multicritère en vertu de laquelle des critères tant monétaires que non monétaires peuvent être pris en compte (cf. encadré 5.5).

Encadré 5.5

Application de méthodes d'analyse multicritère pour la gestion des risques inondation

Selon Meyer (2007), le recours à l'analyse multicritères (AMC) pour la gestion des risques inondation demeure peu fréquent. Les analyses multicritères des auteurs ci-dessous peuvent toutefois être évoquées :

- Brouwer et van Ek (2004), qui ont évalué les différentes options de gestion des risques inondation sur le long terme aux Pays-Bas en s'appuyant sur le logiciel Definite (Janssen *et al.* 2003) ;
- RPA (2004), qui a évalué la validité des procédures décisionnelles associées à la méthode AMC de gestion des risques inondation prévalant au Royaume-Uni ;
- Penning-Rowsell *et al.* (2003), qui consacrent une partie de leur étude à l'évaluation multicritère des mesures de protection contre les inondations, employée en vertu des principes directeurs en vigueur en Angleterre et au Pays de Galles en matière d'évaluation des dommages causés par les inondations ;
- Socher *et al.* (2006), qui étudient la question du recours à une approche AMC basique par point pour la priorisation des structures de défense contre les inondations dans l'État fédéral de Saxe, Allemagne ;
- Costa *et al.* (2004), qui font état de la méthode Macbeth d'évaluation des mesures alternatives de contrôle des inondations en vigueur au Portugal ;
- Akter et Simonovic (2005), qui décrivent l'utilisation de la méthode AMC pour la gestion des risques inondation dans le bassin de la rivière Rouge au Canada.

Ces études, qui mettent l'accent sur les modalités d'intégration des points de vue des multiples parties prenantes, ne tiennent pas compte de la dimension spatiale du risque inondation. Il existe très peu d'exemples de l'application des critères spatiaux dans le cadre d'analyses AMC, en particulier dans le domaine de l'analyse et de la gestion du risque inondation. Pour les besoins de leur analyse de la répartition spatiale des multiples effets des différents dispositifs de protection contre les inondations dans le bassin de la rivière Rouge, Tkach et Simonovic (1997) ont eu recours à une variante SIG de la technique AMC du compromis de programmation (CP), qu'ils ont baptisée « *compromis de programmation spatiale* » (SCP). Cette approche a été étendue par Simonovic et Nirupama, en 2005, qui y ont intégré les techniques d'ensemble flou censées permettre de pallier l'incertitude des critères d'évaluation. Une approche similaire a été utilisée par Thinh et Vogel (2006) pour l'évaluation de l'adéquation d'aménagements fonciers prévus dans la région de Dresde.

Le choix de critères d'évaluation appropriés constitue une dimension importante de la méthode AMC. Une analyse intéressante des critères envisageables est effectuée dans des publications relatives au risque inondation autres que celles susmentionnées ne portant pas spécifiquement sur la méthode AMC (De Bruijn (2005) et Olfert [2006] par exemple).

5.2.8.2 Risques pour les vies humaines

La nature et l'étendue des retombées des inondations sur les vies et la santé humaines dépendent assez largement du type d'inondation, de la hauteur d'eau et de la vitesse des eaux de crue, de la durée et du degré d'exposition et de l'importance et de la qualité des dispositifs d'alerte. Dans les régions montagneuses, les crues éclair peuvent poser des problèmes supplémentaires, dans la mesure où elles sont susceptibles de charrier d'importantes quantités de boue et autres débris volumineux. Les submersions maritimes peuvent également s'avérer dévastatrices et leurs retombées se faire sentir sur de longues distances le long des littoraux.

Les risques pour les vies humaines peuvent être modélisés (*cf.* encadré 5.6 et tableau 5.2), ce qui ne va toutefois pas sans soulever d'importantes difficultés. Il existe un grand nombre de modèles d'estimation du risque pour les vies humaines, qui ont été conçus dans le but de prédire le nombre de victimes pour les inondations à grande échelle causées par des défaillances de protections contre les inondations dans les zones de basse altitude (Jonkman *et al.*, 2002 et 2008 par exemple) ou pour des scénarios de rupture de barrage ou de digue (Waarts, 1992, et Graham, 1999 par exemple). Toutefois, les inondations peuvent considérablement varier, par conséquent ces modèles ne sont pas applicables à toutes les situations. Ces modèles prennent également largement en compte les taux de mortalité, sur la base d'observations empiriques, qui sont alors appliqués aux populations exposées en fonction de l'intensité de la crue et d'autres paramètres tels que les dispositifs d'alerte et/ou la sensibilisation aux inondations.

Encadré 5.6

Modèle d'estimation du risque pour les vies humaines(Jonkman *et al.* 2008)

Un certain nombre de modèles de calcul du nombre de victimes potentielles des inondations ont été développés. Jonkman *et al.* (2002) ont établi que ces modèles ne prenaient souvent en compte que quelques-uns des facteurs de mortalité. Jonkman *et al.* (2008) ont tenté de surmonter ce problème en élaborant un modèle de seuil pour l'évaluation du risque pour les vies humaines, au titre duquel un « facteur de mortalité » a été défini au regard de diverses caractéristiques telles que la hauteur et la vitesse des eaux de crue, la vulnérabilité des enjeux et les dommages structurels. La formule suivante a été définie pour ce facteur :

$$\text{Risque pour les vies humaines en Europe} = f(F, Ex, Pv, - M)$$

où :

F = caractéristique du risque d'inondation (hauteur d'eau et cinétique par exemple)

Ex = exposition au risque (nature de la zone, possibilité pour les personnes d'éviter tout contact direct avec les eaux de crue sans être menacées par l'effondrement de bâtiments) ;

Pv = vulnérabilité des personnes (l'importance de cette variable dépendra de l'intensité de la crue : elle pourra revêtir un caractère redondant, dans certaines circonstances telles qu'une crue très sévère.) ;

M = mesures d'atténuation (un dispositif d'alerte suffisant de nature à permettre une évacuation intégrale de la zone ou à garantir l'accès à des abris appropriés et une protection adéquate contre les eaux de crue est-il en place ?).

Des modèles de seuil mettant l'accent sur les conséquences des crues pour différentes hauteurs d'eau et débits par le recours au produit hauteur d'eau-vitesse d'écoulement peuvent être élaborés. Le tableau 5.2 associe les seuils pour les personnes directement exposées aux eaux de crue et les données sur la vulnérabilité de telle ou telle zone. Une illustration de ces seuils et des risques associés aux eaux de crue, pour chaque niveau, est fournie. Le modèle propose quatre niveaux de risque, chacun assorti d'une couleur : extrême (rouge), élevé (orange), moyen (jaune) et faible (vert).

Il est également possible, avec ce modèle d'évaluation du risque pour les vies humaines, de fournir certaines indications relatives aux principaux facteurs de dommages physiques et de décès pour des inondations de différents niveaux. Toutefois, en raison de la complexité des facteurs de décès, en ce qui concerne en particulier les zones les plus vulnérables en raison de la présence de constructions de mauvaise qualité ou pour lesquelles des matériaux inappropriés ont été employés, seule une évaluation générale est possible.

Tableau 5.2 **Modèle de seuil précisant les risques d'inondation pour les vies humaines**
 (Jonkman *et al.*, 2008)

Hauteur d'eaux vitesse (valeur médiane)	Risque extérieur	Nature de la zone	Dommages structurels	Risques d'inondation pour les vies humaines	Facteur de mortalité
>7 m ² s ⁻¹	Danger extrême pour toutes les populations	3 Vulnérabilité élevée (présence de mobil-homes, campings, bungalows et de constructions de mauvaise qualité notamment).	Un effondrement total est susceptible de se produire. Des dommages structurels sont probables en particulier pour les constructions réalisées à l'aide de matériaux de mauvaise qualité.	Le risque pour les vies humaines de ce scénario est extrême, dans la mesure non seulement où les personnes se trouvant en extérieur sont particulièrement vulnérables aux effets des eaux de crue, mais où celles ayant trouvé refuge le sont également, l'effondrement des bâtiments représentant une réelle possibilité.	Risque et danger d'effondrement des bâtiments maîtrisés
		2 Vulnérabilité moyenne (présence de divers types de constructions typiques de zones résidentielles).			
		1 Vulnérabilité faible (présence de bâtiments à plusieurs étages et de constructions en béton de maçonnerie et en briques).			
1.10 à 7 m ² s ⁻¹	Danger extrême pour toutes les populations	3 Vulnérabilité élevée (présence de mobil-homes, campings, bungalows et de constructions de mauvaise qualité notamment).	Dommages structurels possibles	Toutes les personnes se trouvant en extérieur seront directement exposées au risque lié aux eaux de crue. Celles vivant dans des mobil-homes seront exposées au risque lié aux importantes profondeurs et forts débits et les occupants de constructions à un étage seront exposés au risque lié à l'impossibilité de gagner des étages supérieurs. Les personnes vivant dans des constructions de très mauvaise qualité seront également exposées au risque de dommages structurels et/ou d'effondrement des bâtiments.	Risque maîtrisé
		2 Vulnérabilité moyenne (présence de divers types de constructions de zones résidentielles typiques).		Toutes les personnes se trouvant en extérieur seront directement exposées au risque lié aux eaux de crue. Des dommages aux structures sont possibles. Les personnes vivant dans des maisons en bois dépourvues de fondations sont particulièrement vulnérables. Avec de très importantes profondeurs d'eau, le risque existe que certaines personnes ne puissent pas échapper à la crue.	
		1 Vulnérabilité faible (présence de bâtiments à plusieurs étages et de constructions en béton de maçonnerie et en briques).		Toutes les personnes se trouvant en extérieur seront directement exposées au risque lié aux eaux de crue. Dans ce scénario, les personnes résidant dans ce type de constructions courent le danger le plus faible, bien que des dommages structurels soient possibles pour les constructions en bois.	
0.50 à 1.10 m ² s ⁻¹	Grand danger pour la plupart des populations	3 Vulnérabilité élevée (présence de mobil-homes, campings, bungalows et de constructions de mauvaise qualité notamment).	Dommages structurels et effondrement possibles pour les constructions réalisées à l'aide de matériaux de mauvaise qualité.	Les personnes se trouvant en extérieur sont directement exposées aux effets des eaux de crue. Les personnes vivant dans des constructions à un étage, en outre, seront vulnérables pour des eaux d'une certaine profondeur. Les personnes installées dans des mobil-homes et des campings ne bénéficieront elles aussi que d'une faible protection. Les personnes vivant dans des constructions de très mauvaise qualité seront également exposées au risque de dommages structurels et/ou d'effondrement des bâtiments. Les véhicules sont également susceptibles de se retrouver bloqués et déstabilisés.	Risque maîtrisé

Hauteur d'eaux vitesse (valeur médiane)	Risque extérieur	Nature de la zone	Domages structurels	Risques d'inondation pour les vies humaines	Facteur de mortalité
0.50 à 1.10 m ² s ⁻¹	Grand danger pour la plupart des populations	2 Vulnérabilité moyenne (présence de divers types de constructions de zones résidentielles typiques).	Domages structurels – moins probables et moins graves.	Les personnes se trouvant en extérieur seront directement exposées aux eaux de crue et en danger. Les dommages structurels étant en l'occurrence moins probables, les comportements auront un caractère déterminant. Les personnes se trouvant en intérieur, pour la plupart, devraient être protégées. Les véhicules sont susceptibles de se retrouver bloqués et déstabilisés. Les personnes adoptent-elles des comportements inappropriés consistant par exemple à quitter leur abri lorsque cela n'est pas nécessaire ?	Risque lié aux comportements maîtrisés
		1 Vulnérabilité faible (présence de bâtiments à plusieurs étages et de constructions en béton de maçonnerie et en briques).		Les personnes se trouvant en extérieur seront directement exposées aux eaux de crue et en danger. Les dommages structurels étant en l'occurrence moins probables, les comportements auront un caractère déterminant : ainsi les personnes se trouvant en intérieur devraient-elles, pour la plupart, bénéficier d'une protection suffisante. Les véhicules sont susceptibles de se retrouver bloqués et déstabilisés. Les personnes adoptent-elles des comportements inappropriés consistant par exemple à quitter leur abri lorsque cela n'est pas nécessaire ?	
0.25 à 0.50 m ² s ⁻¹	Danger modéré pour certaines populations	3 Vulnérabilité élevée (présence de mobilhomes, campings, bungalows et de constructions de mauvaise qualité notamment).	Domages structurels possibles pour les constructions réalisées à l'aide de matériaux de mauvaise qualité.	Seules les personnes les plus vulnérables (enfants et personnes âgées notamment) devraient se trouver directement exposées au danger des eaux de crue. L'abri pourrait ne pas offrir une protection suffisante aux personnes de cette catégorie. Les véhicules à moteur, à ces profondeurs et débits, sont susceptibles de devenir instables. Les personnes vivant dans des constructions de très mauvaise qualité pourront également se retrouver exposées au risque de dommages structurels.	Risque lié à la vulnérabilité des personnes maîtrisés mais victimes dues à certains comportements.
		2 Vulnérabilité moyenne (présence de divers types de constructions de zones résidentielles typiques).	Improbable	Seules les personnes les plus vulnérables (enfants et personnes âgées notamment) devraient se trouver directement exposées au danger des eaux de crue. Les véhicules à moteur, à ces profondeurs et débits, sont susceptibles de devenir instables. Les personnes qui parviendront à s'abriter devraient être en sécurité.	
		1 Vulnérabilité faible (présence de bâtiments à plusieurs étages et de constructions en béton de maçonnerie et en briques).		Seules les personnes les plus vulnérables (enfants et personnes âgées notamment) devraient se trouver directement exposées au danger des eaux de crue. Les véhicules à moteur, à ces profondeurs et débits, sont susceptibles de devenir instables. Les personnes qui parviendront à s'abriter devraient être en sécurité.	
<0.25 m ² s ⁻¹	Faible niveau d'alerte	3 Vulnérabilité élevées (présence de mobil-homes, campings, bungalows et de constructions de mauvaise qualité notamment).	Improbable	Le risque est très faible pour les adultes, qu'ils soient abrités ou non. Une menace est susceptible de prévaloir pour la stabilité de certains véhicules, y compris à ces faibles profondeurs et débits.	Risque faible
		2 Vulnérabilité moyenne (présence de divers types de constructions de zones résidentielles typiques).			
		1 Vulnérabilité faible (présence de bâtiments à plusieurs étages et de constructions en béton de maçonnerie et en briques).			

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

La vulnérabilité a trait au degré d'exposition au risque de blessures ou de dommages physiques ou psychologiques, durant un événement, des personnes et des biens de la zone protégée. Certaines zones se caractérisent par un degré supérieur de vulnérabilité et de risque de dommages que d'autres, en raison de facteurs tels que la présence d'un grand nombre de personnes vulnérables (enfants et/ou personnes âgées ou malades par exemple) :

- les zones où se trouvent des campings, des mobil-homes ou d'importants espaces de loisir et de plein air offrant un faible niveau de protection au contact direct des eaux de crue, peuvent s'avérer particulièrement vulnérables ;
- les zones résidentielles urbaines ou autres zones habitées sont en théorie susceptibles d'offrir un niveau de protection supérieur contre les eaux de crue. Cependant, en cas de crue sévère, l'intégrité des constructions peut se trouver compromise, soit par des dommages structurels soit, dans certains cas, par un effondrement total :
 - le degré de protection varie en fonction du type de bâtiment, de la qualité de la construction et du nombre d'étages ;
 - la capacité de résistance d'un bâtiment aux eaux de crue risque de se trouver affectée par les facteurs suivants : méthodes et matériaux de construction employés (bois, briques, pierre, mélange de matériaux, etc.), qualité de la construction initiale, ancienneté du bien.

5.2.8.3 Nature et estimation des dommages économiques

Les dommages dus à des inondations sont généralement classés, à des fins économiques, en tant que dommages directs et indirects puis tangibles et intangibles (Smith et Ward 1998, Parker *et al.*, 1987, Penning-Rowsell *et al.*, 2003, et Messner et Meyer, 2005) :

- **les dommages directs de l'inondation** ont trait à l'ensemble des dégâts subis par les personnes, par les biens et par l'environnement suite à un contact physique direct avec les eaux d'inondation, soit notamment : les dommages occasionnés au niveau des bâtiments, des biens, des cultures et du bétail, la perte de vies humaines, les retombées sanitaires immédiates et la perte de richesses écologiques. Les dommages directs sont habituellement mesurés en tant que perte de valeur de stock ;
- **les dommages indirects de l'inondation** sont ceux causés par la rupture de liens physiques et économiques, et par les coûts d'urgence supplémentaires et autres mesures prises pour prévenir les dommages et les pertes qu'une inondation est susceptible d'occasionner. Ces dommages sont par exemple les suivants : perte de production pour les entreprises affectées et pertes induites pour leurs fournisseurs et leurs clients, coûts engendrés par l'interruption du trafic ou coûts des services d'urgence. Les dommages indirects sont souvent mesurés en tant que perte de valeur de flux ;
- **les dommages tangibles** sont ceux pouvant être aisément exprimés en termes financiers, tels que les dommages aux biens, la perte de production, etc. ;
- **les dommages intangibles**, les plus difficiles à évaluer en termes financiers, concernent notamment les victimes, les effets sanitaires ou les dommages subis par les richesses écologiques et par tous les types de biens et services non marchands (Messner, 2007).

L'« estimation » des dommages économiques tangibles a souvent trait aux hauteurs d'eau calculées par la modélisation d'inondation décrite dans la section précédente. Les courbes de hauteur d'eau/dommages sont généralement utilisées pour estimer les dommages occasionnés par une variété d'inondation de différentes probabilités de dépassement (1:10, 1:25, 1:50, 1:100, 1:200, 1:500, etc.). Le ratio dommages-fréquence peut en l'occurrence également être estimé (*cf.* figure 5.14). Il concerne les dommages annuels attendus (DAA), soit la valeur ou la moyenne de l'ensemble des valeurs de dommages possibles attendues, qui peuvent être utilisées pour l'estimation des bénéfices dans les analyses coûts-bénéfices (ACB). Les « dommages » englobent à cet égard l'ensemble des conséquences négatives économiquement évaluables des inondations, y compris les retombées sociales et environnementales. Idéalement, les estimations des DAA ne doivent pas être entreprises pour déterminer uniquement les valeurs moyennes d'évaluation des dommages, mais également des valeurs minimales et maximales.

Les différences entre les méthodes d'évaluation des dommages des inondations concernent en général :

- les catégories de dommages adoptées (cf. tableau 5.3) telles que les dommages aux biens, les pertes de revenus, l'interruption du trafic ;
- le niveau de détail ;
- l'échelle géographique de l'analyse ;
- l'application des principes d'évaluation de base (concernant par exemple le ratio coût de remplacement-coût amorti) ;
- l'application ou la non-application des résultats à l'analyse coûts-bénéfices et à l'analyse des risques.

Différentes séries de données peuvent être utilisées en fonction de l'échelle géographique de l'évaluation. Pour les évaluations nationales ou à grande échelle, la catégorisation au moyen d'indicateurs d'utilisation des terrains et les statistiques officielles régionales ou nationales peuvent être utilisées pour déduire les paramètres tels que le nombre d'habitants, la densité de logements, la valeur nette des actifs immobilisés des différents secteurs économiques, etc. Pour les analyses locales, les chiffres et caractéristiques réels peuvent être connus ou estimés à partir des ensembles de données détenues localement et/ou déduites des cartes de la zone.

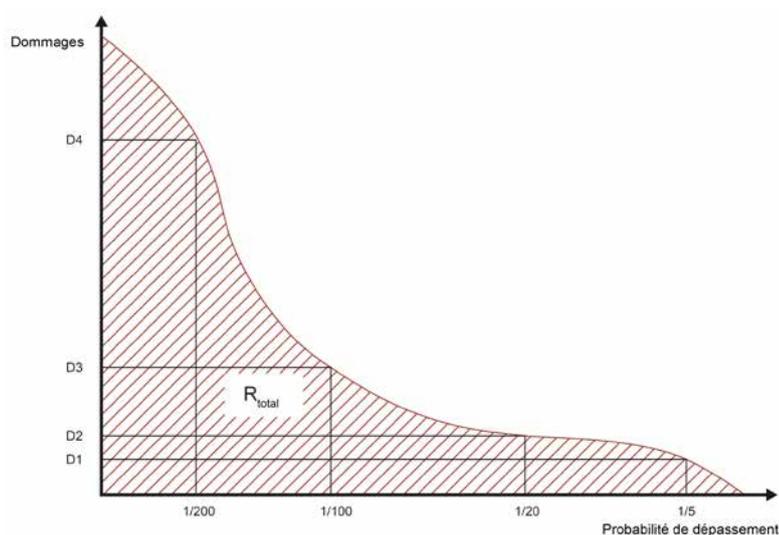


Figure 5.14 Calcul de la moyenne DAA

Tableau 5.3 Catégories d'enjeux prises en compte en Angleterre
(de Volker, 2007b)

Catégorie de dommages	Échelle macro	Échelle méso	Échelle méso/micro	Échelle micro
Dommages directs tangibles				
Bâtiments résidentiels	M	M	M	M
Inventaire des biens ménagers	M	M	M	M
Véhicules				
Bâtiments non résidentiels, équipements, biens meubles	M	M	M	M
Inventaires	M	M	M	M
Bétail				
Infrastructures				
Rues				
Voies ferrées				

Catégorie de dommages	Échelle macro	Échelle méso	Échelle méso/micro	Échelle micro
Valeurs foncières	Terrain agricole			
Pertes indirectes				
Perte de valeur ajoutée				M
Production agricole	M	M		M
Coût de l'urgence			M	M
Interruption du trafic	M		M	M
Autre			Alerte inondation (bénéfices)	Coûts accessoires : loyer d'habitation, processus d'assèchement
Pertes intangibles				
Personnes	Q	Q		(en cours d'élaboration)
Santé				M
Pertes environnementales			Q	M
Pertes liées aux activités récréatives				M
Biens culturels				
Pollution par des pathogènes				
Autre	IVSI	IVSI		IVSI

Notes

M = financier

Q = autres unités quantitatives

D = évaluation descriptive, qualitative

IVSI = Indice de vulnérabilité sociale face aux inondations (permettant de mesurer la capacité de résilience des populations affectées par une inondation, calculé notamment à partir d'indicateurs relatifs aux groupes et aux personnes vulnérables : personnes âgées, parents seuls, personnes ayant connu dans le passé des difficultés sanitaires et financières, etc.).

L'évaluation des impacts sur les « infrastructures critiques » (telles que les services collectifs de distribution d'électricité, de carburant et d'eau, les communications, les voies de transport et les services médicaux, les services de lutte contre les incendies et de police) est difficile à intégrer de manière routinière ou constante dans la mesure où elle peut impliquer des critères de mesure tant subjectifs/qualitatifs que quantitatifs. Les dommages aux infrastructures critiques occasionnés par les inondations sont susceptibles d'entraîner des retombées directes et indirectes à la fois tangibles et intangibles. Les retombées peuvent être ressenties largement au-delà de la zone inondée elle-même. L'interruption de l'approvisionnement en électricité et en eau et celle des communications, consécutives à une inondation, peuvent perturber les opérations de secours aux personnes comme aux entreprises et les retards engendrés, le cas échéant, risquent d'occasionner d'importantes pertes économiques ainsi que des problèmes sociaux et sanitaires supplémentaires.

5.2.8.4 Nature et évaluation des conséquences environnementales

Les inondations peuvent entraîner des effets négatifs mais aussi parfois bénéfiques pour les enjeux. L'évaluation de ces effets passe souvent par une appréciation subjective de l'exposition et de la vulnérabilité aux inondations d'habitats et d'espèces spécifiques. Le recours à une approche d'évaluation semi-qualitative, étant donné la diversité des conséquences, peut parfois s'avérer utile, ainsi que l'illustre l'exemple de l'encadré 5.7. Il existe également des méthodes de monétarisation des conséquences.

Encadré 5.7

Exemple d'approche d'évaluation des conséquences environnementales

(Tapsell, 2008)

Un exemple d'approche d'évaluation de l'impact d'une inondation sur l'environnement est fourni au tableau 5.4. Une simple fonction de pointage des dommages par « oui » ou par « non » peut être employée pour chaque critère, selon que la zone est affectée ou non. Sous réserve que les critères diffèrent au niveau de leurs fonctions d'appréciation des conséquences qui, au cours d'une seule inondation, sont susceptibles de tous simultanément opérer, la somme des valeurs attribuées à chacun d'eux peut être utilisée pour l'estimation des conséquences environnementales potentielles de l'inondation. La formule « $\text{risque} = \text{probabilité} \times \text{conséquences}$ » peut alors être utilisée pour le calcul d'une moyenne annuelle des conséquences environnementales, dont la représentation est effectuée sur une échelle graduée..

Tableau 5.4 Exemple de critères d'évaluation des conséquences environnementales

Indicateur/critère	Dommages potentiels (risque)		Observations
	Oui	No	
Érosion	1	0	L'érosion de matériaux à grain fin, le cas échéant, risque de provoquer la mobilisation et le transport de polluants (polluants = métaux lourds des minéraux argileux et des matières organiques – nutriments tels que le phosphore).
Accumulation	1	0	Événement identique à l'érosion mais avec apparition de nouveaux sites pollués due à l'accumulation des matériaux transportés.
Inondation de biotopes oligotrophiques	1	0	Une inondation plus longue (> une heure) de biotopes oligotrophiques est susceptible d'endommager ces biotopes, par leur eutrophisation ou par la diminution du nombre d'espèces.
...
...
Évaluation finale	Σ	Σ	

Différentes méthodes et approches de monétarisation des dommages environnementaux et des bénéfices pour les besoins de l'analyse coût-bénéfice existent. Toutes cependant impliquent de tenter d'internaliser des valeurs « non monétaires » intangibles et de les convertir en valeurs marchandes. Ces méthodes sont les suivantes :

- **approche des services écosystémiques** : il s'agit d'un cadre d'évaluation des biens et services fournis par les écosystèmes, pour lesquels les effets environnementaux se manifestent en termes de perte ou de gain d'un service, d'un ensemble de services ou de la totalité des services des écosystèmes ;
- **méthodes d'analyse contingente** : ces méthodes ont pour but de mesurer l'impact d'une inondation sur le bien-être des populations en convertissant en valeurs monétaires des informations relatives aux modifications de la qualité ou de la quantité d'une ressource, exprimées en termes de préférences des personnes (soit des méthodes d'appréciation de la « *volonté de paiement* » ou de la « *volonté d'acceptation* ») ;
- **méthodes d'évaluation économique** : elles s'attachent à l'estimation de la valeur économique des changements intervenus en matière de biens et de services tels que ceux associés aux services des écosystèmes et que l'inondation ou les dispositifs de la gestion de l'érosion des littoraux peuvent toucher. Cela concerne notamment les prix du marché, les méthodes relatives aux préférences révélées et déclarées, et ce bien que l'étendue de la mesure de la valeur économique varie en fonction de la nature du bien en question ;
- **transfert de valeur (ou « transfert des bénéfices »)** : il permet d'utiliser les indicateurs à caractère économique pour estimer la valeur financière des effets environnementaux associés à l'inondation ou aux dispositifs de gestion de l'érosion des littoraux. Le transfert de valeur est couramment utilisé et constitue un précieux outil du processus d'évaluation globale, à condition toutefois qu'il soit possible de faire correspondre les données d'évaluation existantes avec le contexte d'un dispositif donné. Ce processus peut s'avérer complexe et chronophage.

La conversion de ce type de valeurs intangibles en valeurs de marché *via* les méthodes évoquées ci-dessus n'est généralement pas effectuée à l'échelle de projets, et il n'est pas facile de se procurer des valeurs pour l'analyse du risque inondation. C'est pourquoi les conséquences intangibles sont généralement incorporées à l'analyse du risque inondation par le biais d'approches AMC (*cf.* encadré 5.5).

5.2.9 Estimation du niveau de risque

Comme dit précédemment (*cf.* encadré 5.2), le niveau de risque est fonction de l'occurrence d'une inondation et des conséquences indésirables qu'elle peut engendrer. Selon les objectifs recherchés et les méthodes entreprises (*cf.* section 5.2.1), le risque pourra être représenté de manière qualitative ou quantitative. L'appréciation qualitative du risque peut par exemple prendre la forme d'une estimation de la probabilité et des conséquences d'une défaillance sur une matrice d'estimation des risques du type de celle illustrée à la figure 5.4. La présente section a trait aux méthodes d'évaluation quantitatives.

Il existe différentes méthodes de quantification du risque. Une approche typique (dont une illustration est fournie aux encadrés 5.3 et 5.4) peut inclure :

- un éventail complet de cas de charge (niveaux d'eau extrêmes pour les défenses fluviales/maritimes ou taux de dépassement extrêmes pour les défenses côtières) ;
- la performance des ouvrages de protection en termes de dépassement, de probabilité et nature de la rupture (représentation sous la forme de courbes de fragilité par exemple) ;
- des simulations d'inondation en 2D afin de déterminer les hauteurs d'eau et leurs probabilités ;
- le calcul des conséquences économiques, par la définition de ratios hauteur d'eau-dommages par exemple.

Des exemples de résultats obtenus par le biais de ce type de méthode sont décrits aux figures 5.15 et 5.16. La section 5.2.8.3 aborde la question de l'intégration des dommages économiques, selon des principes transposables à d'autres types de conséquences. Des résultats similaires peuvent être calculés et représentés pour d'autres catégories et critères de mesure des conséquences (la probabilité des pertes en vies humaines par exemple), à condition que des données suffisantes et des ratios paramètres/dommages d'inondation soient disponibles ou puissent être établis.

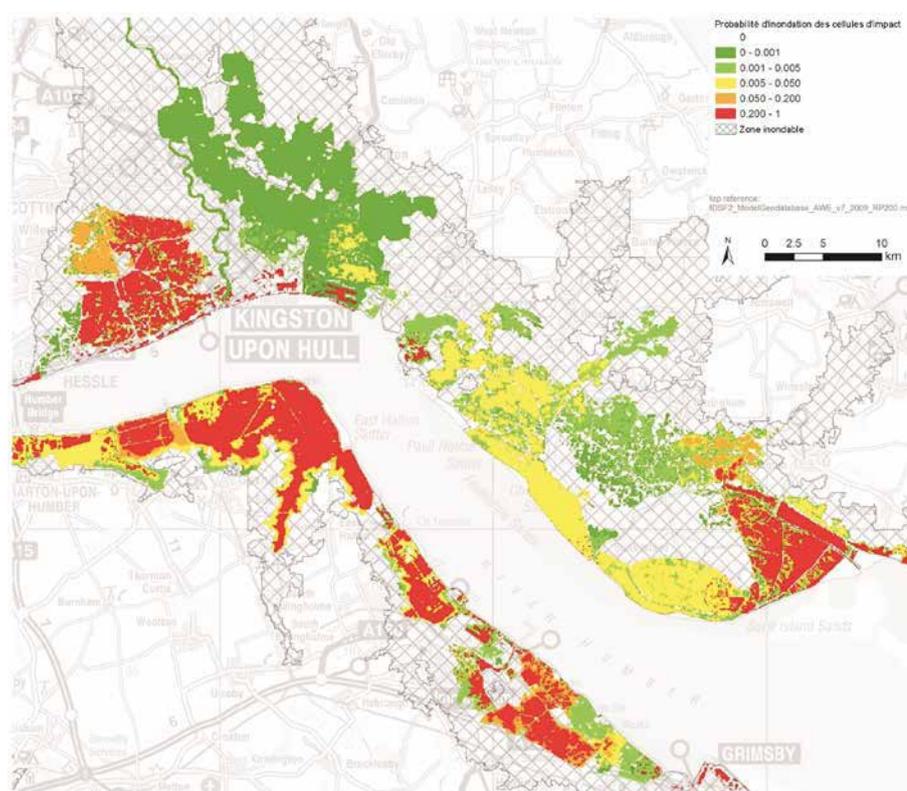


Figure 5.15 Exemple de carte présentant des probabilités d'inondation (Royaume-Uni)
(source : Environment Agency)

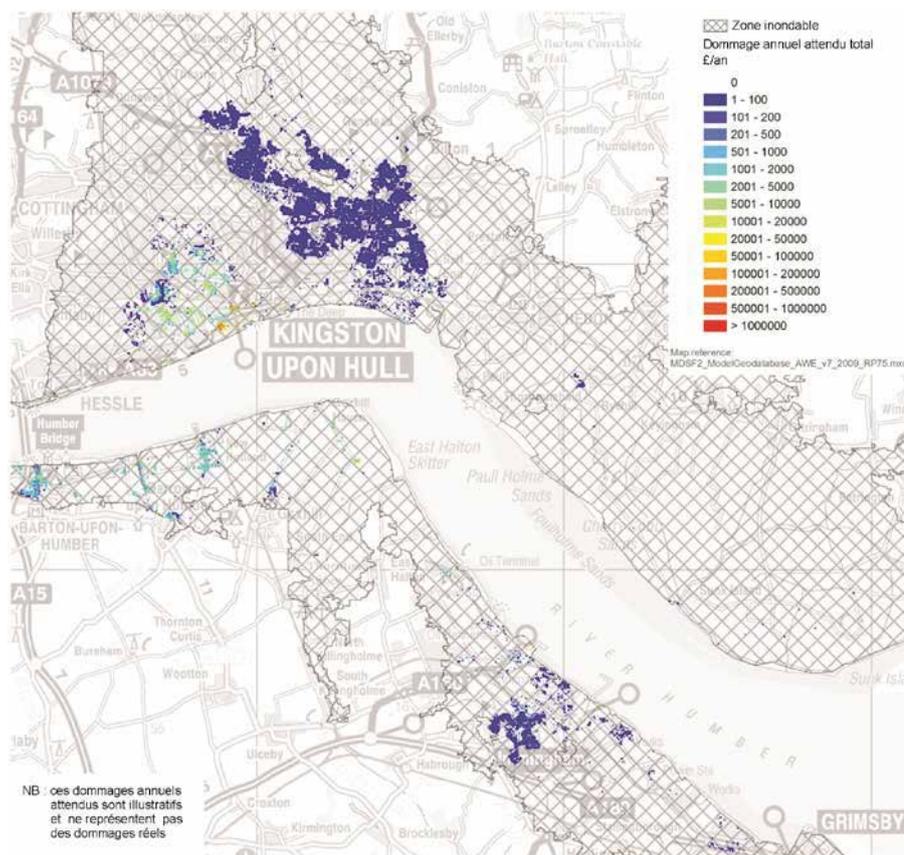


Figure 5.16 Exemple de carte représentant les dommages annuels attendus (Royaume-Uni)
(source : Environment Agency)

Les niveaux de risque peuvent être calculés pour différents scénarios (cf. section 5.2.3). Il peut s'agir de scénarios pour lesquels des mesures de gestion du risque inondation ont été prises en vue de réduire le niveau de risque (augmentation des hauteurs de crête des digues, création de zones d'expansion des crues, etc., [cf. section 2.2.1]). Les méthodes de gestion des risques inondation sont décrites au chapitre 2.

Une fois l'analyse des risques effectuée et avant d'envisager les mesures et moyens permettant de réduire les risques d'inondation, il convient de réaliser une évaluation des risques (c'est à dire de leur importance). L'évaluation des risques est discutée en détails à la section 5.2.11.

5.2.10 Attribution des risques d'inondation aux tronçons de digue

Les tronçons de digue, bien qu'ils fonctionnent de concert au sein d'un système d'endiguement, ne présentent pas tous le même degré de fiabilité et ne contribuent pas de la même manière à la réduction du risque pour l'ensemble. En effet, certains tronçons de digue peuvent :

- avoir des niveaux de crête moins élevés ou plus variables que d'autres, et leur débordement peut par conséquent se produire plus facilement ;
- s'avérer plus faibles structurellement et rompre plus facilement ;
- faire l'objet d'un entretien, d'une surveillance ou d'une gestion de l'urgence moins efficaces.

Le risque inondation attribué à un tronçon de digue donné correspond au risque résiduel engendré par l'inondation de la zone protégée par la digue (en termes de zone d'inondation, de niveaux d'eau, de temps de propagation, de vitesses d'écoulement, etc.), soit la traduction de la probabilité de dépassement ou de rupture dudit tronçon de digue. L'attribution des risques consiste donc en un processus de quantification du niveau de ce risque résiduel associé aux différents tronçons de digue.

L'attribution des risques peut être entreprise pour chaque scénario d'inondation (chaque tronçon de digue). Une méthode d'attribution des risques est décrite à l'encadré 5.8. Les résultats des analyses sont généralement présentés à la fois sous forme de carte et de tableau. La figure 5.17 montre un exemple de carte/tableau d'attribution des risques pour un tronçon du littoral de Humber, au Royaume-Uni (*nota* : cette figure constitue un exemple fictif de recours à des données d'essai et à des scénarios climatiques futurs).

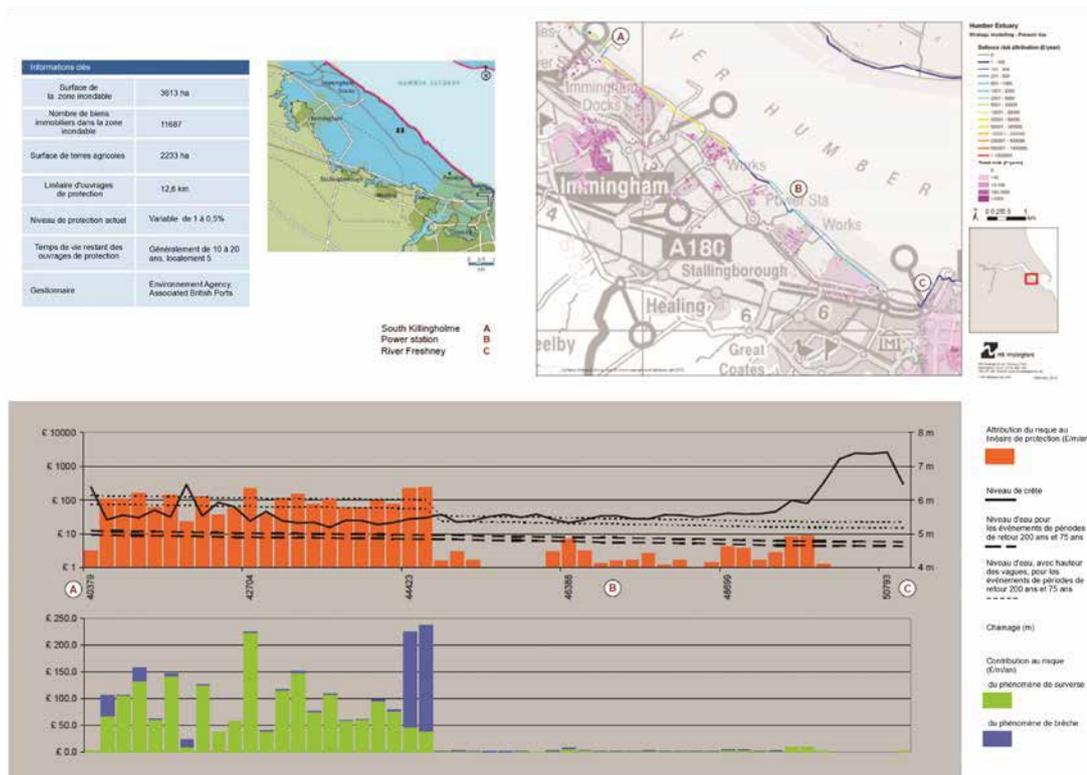


Figure 5.17 Exemple de carte et d'histogramme utilisés pour la représentation des risques attribués aux défenses érigées le long du littoral Humber, au Royaume-Uni (source : Environment Agency)

Encadré 5.8

Méthodologie utilisée au Royaume-Uni pour l'estimation de la contribution des défenses au risque (ou l'attribution des risques à celles-ci)

La méthode d'estimation de la contribution des défenses au risque résiduel constitue un composant de l'approche de modélisation des systèmes décrite aux encadrés 5.3 et 5.4 (Gouldby *et al.*, 2008). Elle consiste à déterminer le lien entre la quantité d'eau déversée *via* chaque défense et les conséquences économiques des inondations. Le lien est établi entre les différentes zones d'incidence (une zone d'incidence est un groupe de cellules d'inondation qui forment la base du modèle RFSM – cf. encadré 5.3). Il s'agit plus particulièrement d'établir un lien entre défenses et zones d'incidence adjacentes (à savoir les zones d'incidence adjacentes aux défenses dans lesquelles les eaux de crue sont directement déversées) puis entre les zones d'incidence adjacentes et non adjacentes.

Le vecteur de défense consiste en une série subsidiaire de groupes de défense. Tous les tronçons de protection de tout groupe d'ouvrages de protection déversent les eaux de crue dans la même zone d'incidence adjacente (IS_i). Par exemple :

$$\left(\underbrace{d_1, d_2, d_3}_{IZ_i}, \underbrace{d_4, d_5, d_6, d_7}_{IZ_{i+1}}, \underbrace{d_8, d_9}_{IZ_{i+2}}, \underbrace{d_{10}, d_{11}}_{IZ_{i+3}} \dots d_n \right) \quad (5.8)$$

Il est donc possible d'analyser le volume d'eau déversé dans chaque zone d'incidence adjacente :

$$Y = g_1 \left(\underbrace{v_1, v_2, v_3}_{IZ_i}, \underbrace{v_4, v_5, v_6, v_7}_{IZ_{i+1}}, \underbrace{v_8, v_9}_{IZ_{i+2}}, \underbrace{v_{10}, v_{11}}_{IZ_{i+3}} \dots v_n \right) \quad (5.9)$$

Encadré 5.8 (suite)

Méthodologie utilisée au Royaume-Uni pour l'estimation de la contribution des défenses au risque (ou l'attribution des risques à celles-ci)

Pour chaque inondation modélisée (soit chaque réalisation du processus d'échantillonnage de Monte-Carlo), est calculée la proportion du volume d'inondation causé par chaque ouvrage de protection au niveau de chaque zone d'incidence adjacente (cf. équations 5.8 et 5.9).

Le modèle de propagation d'inondation permet d'associer le volume d'eau déversé dans chaque zone d'incidence adjacente à la hauteur d'eau (et donc aux conséquences économiques) de celui déversé dans les autres zones d'incidence non adjacentes, au fur et à mesure du suivi des eaux d'inondation, pendant leur propagation dans la zone de plaine inondable. La conséquence économique associée à chaque zone d'incidence (non adjacente) est alors estimée, pour chaque zone d'incidence adjacente (autrement dit, les dommages économiques de la zone d'inondation sont exprimés au regard des zones d'incidence adjacentes uniquement). La contribution de la défense (c_{d1}) [la défense numéro d1 par exemple] aux dommages économiques est déterminée, pour chaque scénario d'inondation, à partir des résultats de l'analyse de la contribution au volume de chaque section de défense.

Il importe également de déterminer la part respective du risque résiduel de la défense imputable aux ruptures (ouvrages de protection défaillants) et de celui imputable aux dépassements (ouvrages de protection non défaillants). Le volume déversé dans la plaine inondable constituant un indicateur de l'état du système de protection (défaillant/non défaillant), ledit état fait également l'objet d'un suivi. Ainsi la contribution de chaque ouvrage de protection au risque peut-elle être rapportée à sa contribution à la rupture et au dépassement.

5.2.11 Évaluation des risques

Le risque ne pouvant être entièrement éliminé, la tolérance au niveau de risque résiduel déterminée par l'analyse du risque inondation doit être évaluée au regard de valeurs sociétales, réglementaires et légales, de critères définis par le gestionnaire et d'autres critères. Il ne revient toutefois en principe pas aux gestionnaires ou aux opérateurs de digues de définir les critères de tolérance du risque. Les niveaux de risque tolérables que les digues et systèmes de gestion du risque inondation doivent permettre de ne pas dépasser – à l'instar de nombreux autres risques pour la société –, sont en effet au contraire dictés à la communauté des ingénieurs par les populations locales.

Le risque tolérable est défini par Health and Safety Executive (HSE) [1995] comme celui, « *que ce soit pour sa vie ou son travail, que chaque personne susceptible d'être affectée est prête à accepter, en supposant qu'aucune modification ne soit apportée aux mécanismes de contrôle du risque* ».

Les critères à partir desquels la tolérance du risque peut être évaluée sont de trois ordres (Morgan et Henrion, 1990) :

1. **critères éthiques** : ils reposent sur le principe que toute personne jouit d'un droit inconditionnel à certains niveaux de protection. Ils reviennent souvent à définir le niveau de risque au-delà duquel une personne ne doit pas être exposée. Si un risque supérieur à ce seuil est évalué et si des mesures de contrôle supplémentaires ne peuvent pas être adoptées pour réduire ce risque, alors celui-ci est réputé inacceptable, quels que soient les bénéfices (SSE, 2001) ;
2. **critères utilitaires** : ils permettent de comparer les bénéfices de toute mesure de prévention des risques de dommage physique ou autre au coût de la mesure en question (SSE, 2001). Il peut être décidé de renoncer délibérément à l'équilibre entre coûts et bénéfices, tous deux facteurs exprimés dans des termes financiers, en faisant en sorte qu'une large disproportion prévale entre les deux facteurs. Ces critères sont notamment utilisés dans le cadre des évaluations déterministes et probabilistes des rapports coût-bénéfice, des évaluations de rentabilité (eu égard notamment au coût par vie humaine sauvée) et de coûts liés, d'efforts de maximisation d'une fonction utilitaire multi-attribut et dans d'autres circonstances encore (SSE, 2001) ;
3. **critères technologiques** : au regard de ces critères, un niveau satisfaisant de prévention du risque est atteint lorsque des critères de contrôle (technologiques, administratifs et organisationnels notamment), conformes à l'état de l'art, sont en place, quelles que soient les circonstances (SSE, 2001).

La plupart des pays avec le concours desquels le présent manuel a été réalisé ont recours à certaines formes de critères utilitaires, dans le cadre :

- **d'analyses de rentabilité**, dont le but est de déterminer les options les moins coûteuses et de nature à satisfaire à certaines exigences de performance – celle relative en premier lieu à la tolérance du risque, bien qu'il existe souvent d'autres contraintes en matière de normes environnementales et d'acceptabilité sociopolitique des mesures proposées. Tout un éventail de seuils de risque peuvent en réalité être déduits des directives gouvernementales, des critères d'accès aux assurances et des niveaux de tolérance sociales (cf. encadré 5.10) ;
- **d'analyses coût-bénéfice**, qui consistent à relever le plus grand nombre possible de coûts et de bénéfices des différentes options au regard de la valeur financière ou autre que la société leur attribue, en calculant le bénéfice net (cf. section 5.2.8.3), puis afin de déterminer si les bénéfices attendus d'une mesure de réduction du risque sont supérieurs aux coûts attendus. Le fait que l'ensemble des bénéfices et les coûts soient quantifiés dans des termes financiers et agrégés en une seule valeur, tandis que certains effets – environnementaux par exemple, plus difficiles à quantifier –, ne sont pas pris en compte, constitue le principal inconvénient de cette approche.

Inévitablement, il en découle souvent des critères hybrides d'évaluation de la tolérance du risque. Le cadre de tolérance du risque de HSE (HSE-TOR) [2001] utilise un critère éthique pour la zone de risque inacceptable et un critère utilitaire pour les deux autres zones (cf. figure 5.18). Des critères technologiques peuvent être utilisés en complément des autres critères pour les trois zones (Icold, 2005).

Différents pays recourent à une combinaison de ces techniques dans la gestion des risques inondation, à savoir par exemple :

- **les Pays-Bas** : un modèle d'optimisation économique national du type de celui illustré à l'encadré 5.9 est utilisé pour déterminer le niveau de tolérance. Les critères en découlant ont toutefois été intégrés au droit néerlandais (TAW, 1990), et ainsi rendus effectifs pour l'ensemble des citoyens ;
- **le Royaume-Uni et les États-Unis** : la tolérance relative du risque résiduel est jugée au moyen de comparaisons coût-bénéfice projet par projet, bien que les considérations relatives aux pertes en vies humaines en rapport avec les critères éthiques entrent en ligne de compte pour l'atténuation des risques les plus extrêmes. Il existe également des seuils indicatifs d'équité affectant des aspects tels que la gestion de l'utilisation des sols et les dispositifs d'assurance (cf. encadré 5.10).

Une première impression de la manière dont les méthodes d'évaluation du niveau d'acceptation du risque peuvent être abordées est fournie par le cadre général présenté à la figure 5.18. Les seuils de tolérance, toutefois, du point de vue des sciences sociales, peuvent varier de manière significative avec le temps et en fonction des personnes. Le consensus peut en outre, en la matière, ne pas prévaloir. La définition de ce qui constitue des dommages inacceptables pour les personnes et pour l'environnement constitue une tâche difficile, étant entendu que cela dépend, en dernier lieu, de l'importance relative accordée par la société aux pertes en vies humaines et aux dommages occasionnés au niveau des bâtiments, des infrastructures et des écosystèmes.

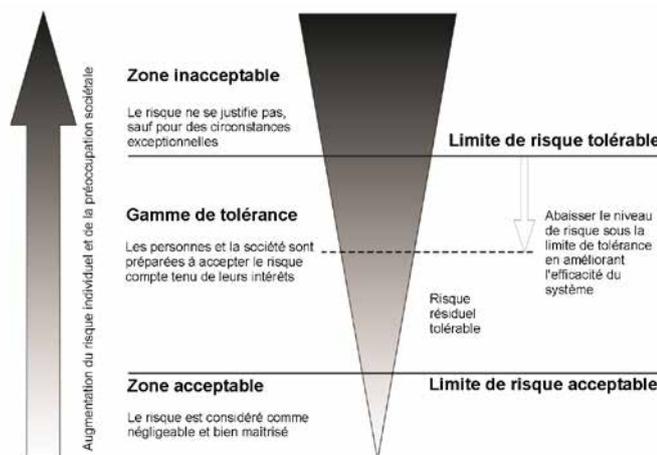


Figure 5.18 **Acceptabilité du risque**
(adapté de HSE [2001] par Munger et al. [2009])

Encadré 5.9

Exemple de modèle de sécurité économique optimale utilisé aux Pays-Bas

Le Comité Delta, dans les années 1960, a développé une approche semi-quantitative de détermination du niveau de protection requis pour les nombreuses zones fortement urbanisées exposées aux inondations du centre des Pays-Bas (Comité Delta, 1961). Cette approche permet d'analyser les frais généraux engendrés par la construction ou par l'amélioration des digues existantes, et de comparer ces frais aux niveaux de protection qu'apporteraient des améliorations. Les dommages des inondations sont calculés en tant que dommages économiques directs et indirects, puis multipliés par deux aux fins de quantification des victimes et des dommages non financiers.

La figure 5.19 représentant le graphique adopté par le premier Comité Delta illustre les concepts de base de l'analyse coût-bénéfice appliqués aux améliorations des digues. Le lien direct entre augmentation des coûts et augmentation de la hauteur des digues apparaît de manière évidente. L'augmentation de la hauteur des digues entraîne également une diminution exponentielle du potentiel des dommages causés par l'inondation. La valeur économique de l'augmentation de la hauteur de la digue est optimale lorsque la somme de l'investissement dans les digues et des dommages causés par l'inondation est minimale.

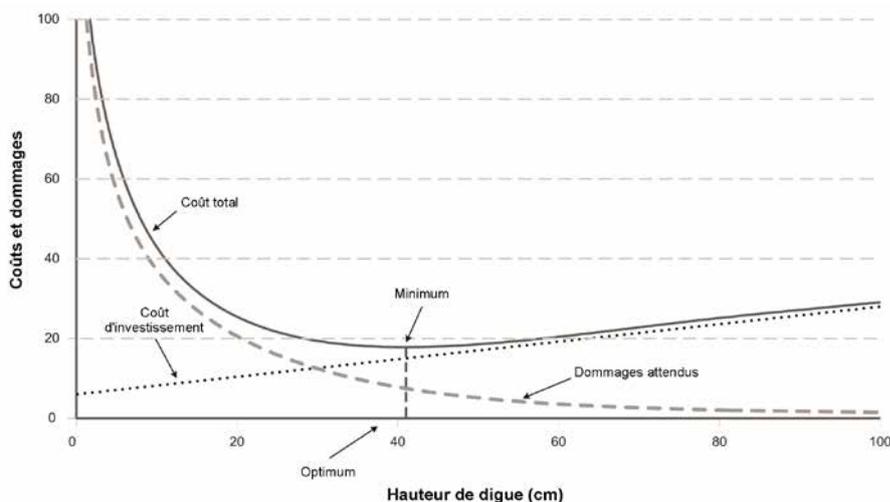


Figure 5.19 Graphique représentant la norme de sécurité économique optimale (Delta Commission, 1961)

Encadré 5.10

Seuils de probabilité appliqués à la gestion du développement et des assurances dans les plaines inondables au Royaume-Uni

Un seuil de probabilité de 1 % et de 0,5 %, respectivement pour les inondations fluviales et littorales, a été défini au Royaume-Uni pour l'aménagement du territoire des plaines inondables. L'évaluation de la valeur des habitations et de leur assurance contre les risques d'inondations est actuellement opérée au regard des catégories de probabilité suivantes :

1. **probabilité élevée** : la probabilité de la survenue d'une inondation au cours d'une année donnée est supérieure à 1,3 % (probabilité de 1 sur 75) ;
2. **probabilité modérée** : la probabilité de la survenue d'une inondation au cours d'une année donnée est égale ou inférieure à 1,3 % (probabilité de 1 sur 75), mais supérieure à 0,5 % (probabilité de 1 sur 200) ;
3. **probabilité faible** : la probabilité de la survenue d'une inondation au cours d'une année donnée est égale ou inférieure à 0,5 % (probabilité de 1 sur 200).

Le ratio possibilité d'assurance-probabilité de l'inondation a également été défini aux États-Unis, où l'assurance inondation fédérale entre en jeu, toutefois, si la probabilité de la survenue d'une inondation dépasse 1 % (probabilité de 1 sur 100) [auquel cas la loi prévoit la construction de digues].

5.3 ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE DE LA DIGUE ET MÉTHODE DE DIAGNOSTIC

5.3.1 Introduction à l'évaluation de la performance de la digue et principes connexes

À l'exception des digues avec retenue d'eau permanente (le long de canaux par exemple) ou périodique (sur le littoral), les digues subissent rarement des mises en charge. Il est donc important (mais difficile) de savoir prévoir la performance d'une digue pour d'éventuelles futures mises en charge. Le processus d'évaluation de la performance d'un système d'endiguement consiste à recourir à une ou plusieurs méthodes de traitement et de combinaison des données, en cohérence avec sa fonction principale (protection contre les inondations) ou sa sûreté (modes de défaillance possibles). Cette évaluation peut être effectuée de différentes manières. Les différentes catégories de méthodes d'évaluation sont présentées à la section 5.3.3. Le cadre générique d'évaluation développé dans le cadre du projet européen FloodProBE est présenté à la figure 5.20.

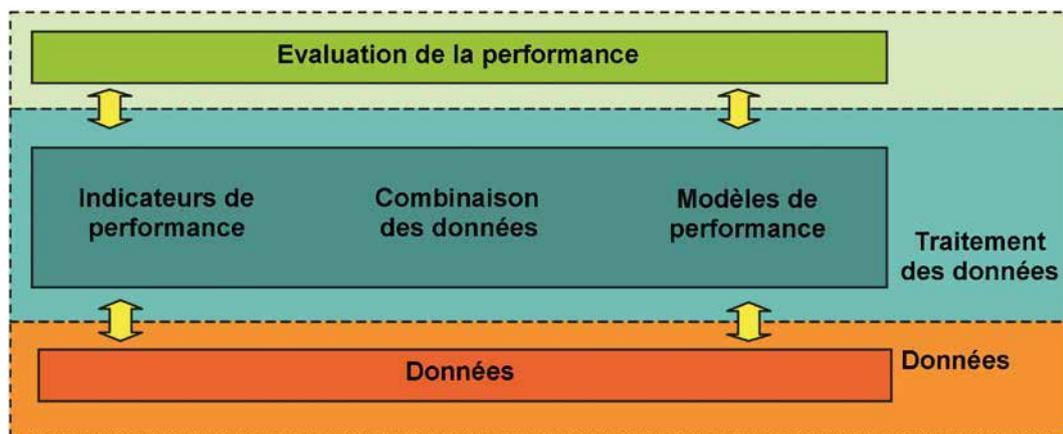


Figure 5.20 Représentation du processus d'évaluation de la performance de la digue (de Van der Meij *et al.* 2013)

Une bonne connaissance de la digue, de son comportement et de sa vulnérabilité (relative) au regard de différents mécanismes de défaillance au cours de l'inondation permettra :

- d'orienter les inspections quant aux caractéristiques spécifiques à examiner (et où) ;
- d'établir le diagnostic des caractéristiques observées, autrement dit d'identifier les causes et la nature des défauts ou des éléments de la détérioration d'une digue (modes et processus de défaillance) ;
- d'établir le pronostic de la performance de la digue en cas d'éventuelles futures inondations et de déterminer si des mesures d'urgence sont nécessaires (et lesquelles).

Une évaluation, pour être complète, doit notamment comprendre un diagnostic des causes réelles ou possibles de défaillance, afin d'y remédier ou de les prévenir. Cela signifie que l'ensemble des modes de défaillance potentiels de la digue et leur importance relative pour la performance globale doivent être déterminés.

Le résultat d'une évaluation de la performance de la digue constituera la base sur laquelle prédire le fonctionnement du système d'endiguement et de chaque tronçon de digue, sous l'effet d'un éventail de sollicitation. Une fois les évaluations réalisées, des critères de suivi devront être définis (*cf.* sections 2.2 et 5.1), ce qui pourra comprendre l'entretien (*cf.* chapitre 4) et la restauration (*cf.* chapitre 9).

Méthodes d'évaluation de la performance de digue : types et résultats

Il existe différentes méthodes d'évaluation de la performance de digue qui, toutes, reposent sur une combinaison de données, le recours à des avis d'experts, certains modes de définition d'indices et sur des modèles mathématiques (physiques et/ou empiriques). Les différentes méthodes d'évaluation de la performance de digue sont exposées à la section 5.3.2.

Plusieurs types de résultats sont possibles pour les évaluations de la performance de digue :

- seuil (charge limite) ;
- probabilité conditionnelle de défaillance (pour une charge donnée) ;
- courbes de fragilité (probabilité conditionnelle de défaillance donnée pour un éventail de charges) ;
- facteur de sécurité ;
- indice (sur une échelle de 0 à 5 ou de 0 à 10 par exemple) ;
- résultat qualitatif (performance très satisfaisante, satisfaisante, assez satisfaisante, mauvaise, très mauvaise, etc.).

La forme du résultat dépend largement de la méthode suivie dans un premier temps, mais également de la manière dont elle le sera par la suite. Il est possible de définir des équivalences entre les différents types de résultats.

L'incertitude, le manque d'exhaustivité et les imperfections de l'évaluation peuvent être pris en compte dans le cadre du processus d'évaluation, pour une forme probabiliste de résultat, mais d'autres formes de qualification de l'incertitude de l'évaluation sont également possibles.

5.3.2 Diagnostic et évaluation de la performance dans le cycle de gestion de la digue

Les objectifs et le niveau de détail de l'évaluation de la performance d'une digue peuvent varier en fonction du rôle de l'organisme responsable et de la phase du cycle de vie de la digue. Les organismes de gestion des digues et les instances de régulation constituent les deux principales structures pour lesquelles une évaluation de performance de digue régulière est nécessaire. Les organismes en interaction directe avec ces structures doivent en principe également pouvoir accéder aux résultats, aux fins de financement par exemple. Des évaluations indépendantes de leur part ne sont toutefois pas forcément nécessaires. Des résultats d'évaluations de la performance et de diagnostics seront habituellement requis pour les organismes de gestion des digues, tandis que les autorités de régulation et autres organismes peuvent n'être intéressés que par le premier type de résultats.

Quant à l'analyse des risques, une approche par paliers (*cf.* sections 2.1.3.3 et 2.3.3.1) peut être adoptée aux fins d'optimisation des ressources pour l'évaluation du niveau de risque. Différentes évaluations (dans le cadre desquelles des inspections avec avis conclusifs et analyses complètes des risques seront notamment requises) doivent être conduites tout au long du cycle de vie de la digue, moyennant différents niveaux d'expertise et de détail. Le fruit de ces évaluations est non seulement un résultat d'évaluation (quelle que soit sa forme) mais également une mesure de la fiabilité de ce résultat. La mesure de la viabilité, selon la méthode utilisée, le type d'évaluation et son niveau d'expertise et de détail, peut consister en une représentation explicite du résultat de l'évaluation, mais également en un résultat implicite.

Pour certains niveaux d'évaluation supérieurs, la production de données spécifiques (au moyen d'investigations) peut être exigée. Il s'agit là d'un autre aspect de l'analyse de l'approche par paliers qui nécessite de définir un niveau d'investigation adéquat.

La mise en œuvre d'opérations d'évaluation régulières (telles que des inspections) constitue un impératif de la mission des organismes de gestion des digues (au regard des politiques et/ou de la réglementation qui s'y rapportent), sachant que ce type d'opération ne requiert pas le même niveau de précision que des évaluations plus poussées moins fréquentes (dans le cadre desquelles un diagnostic et une analyse des risques, par exemple, devront être réalisés). Ainsi, très souvent, différents niveaux d'inspection et d'évaluation sont-ils préconisés, pour l'exploitation et la maintenance (E&M), par les directives et/ou la réglementation concernées. La figure 5.21 illustre un exemple typique de programme d'inspections et d'évaluations régulières devant être mises en œuvre par les gestionnaires de digues, ainsi que leurs

niveaux de détail et leur fréquence respectifs.

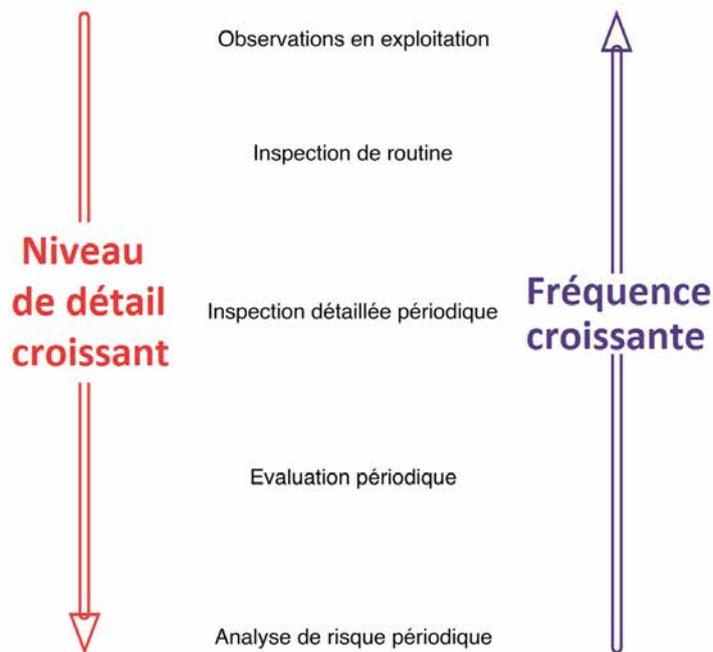


Figure 5.21 **Évaluations régulières, niveaux de détail et fréquence**
(source : M. Wallis et C Neutz)

L'analyse des risques dépend des évaluations de performance de digue. Elle combine l'évaluation de la performance de la digue et l'analyse des conséquences de sa défaillance (cf. section 5.2.3). L'actualisation des résultats d'une analyse des risques, après celle des résultats d'une évaluation de la performance de la digue, sans actualisation des conséquences de l'analyse elle-même, peut être effectuée.

Des évaluations successives sont entreprises tout au long du cycle de vie de la digue. Chacune doit prendre en compte les données et les résultats des précédentes. Un exemple d'intégration de divers types d'évaluations dans le cadre d'un processus général de gestion du cycle de vie d'une digue est présenté à la figure 5.22, avec une partie facultative (à gauche) pour les anciens systèmes d'endiguement, qui doivent être restaurés avant de leur appliquer le cycle de vie normal.

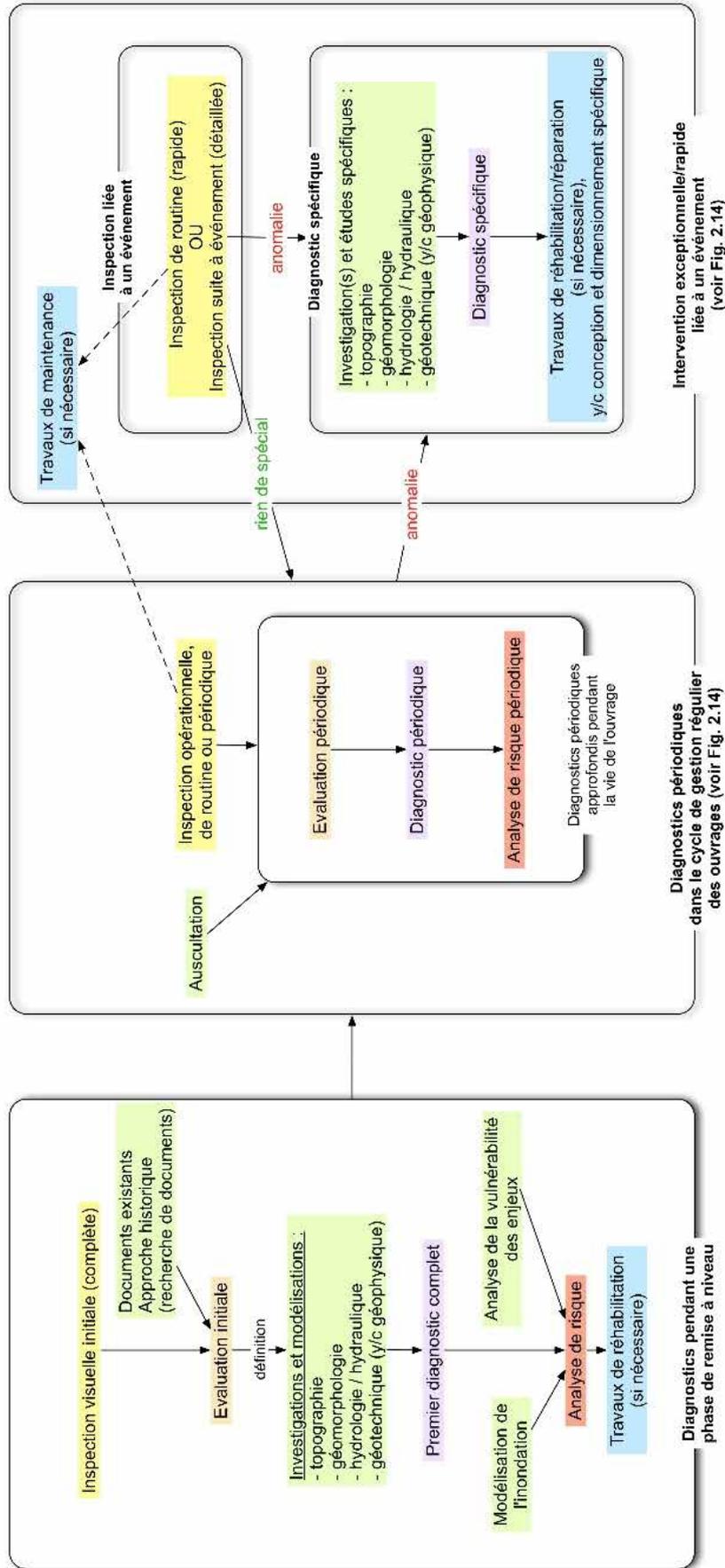


Figure 5.22 Évaluations du cycle de vie de la digue, modalités d'utilisation des évaluations précédentes et données spécifiques (source : R. Tourment)

Le niveau de détail exigé, tant en ce qui concerne les données que la méthode utilisée pour leur combinaison, pour une évaluation de la performance de la digue, dépend à la fois du stade du cycle de vie de la digue concernée et des résultats des évaluations précédentes. Cf. chapitre 2 et section 5.2 à propos des approches par paliers, graduelles et axées sur les risques, relativement à la question de l'adaptation des ressources au risque ou à d'autres intrants.

Le diagnostic en tant que tel représente une tâche difficile, le lien n'existant pas nécessairement entre les caractéristiques observées et les mécanismes de défaillance possibles. Il est fort probable, en l'occurrence, que l'assistance d'un ingénieur qualifié et expérimenté soit nécessaire (cf. également section 5.4 et chapitre 9). Les liens existant en règle générale entre les données utilisées pour le diagnostic et l'évaluation de la performance des digues et les divers mécanismes de défaillance sont présentés à la section 5.3.3. Il est plus particulièrement question de ces liens dans les sections 5.4 et 5.5.

5.3.3 Méthodes d'évaluation

Le processus d'évaluation de tout mécanisme de défaillance potentiel d'une digue doit permettre d'aboutir à une estimation du potentiel de défaillance sous l'effet d'une ou plusieurs mises en charge. L'analyse documentaire initiale doit comporter une évaluation du potentiel de défaillance de la digue pour l'ensemble des tronçons de digue. L'effort, dans un premier temps, lors d'évaluations ultérieures plus détaillées de la performance de digue, pourra porter plus particulièrement sur les tronçons les plus problématiques. L'analyse directe des données de l'inspection peut être entreprise lors d'évaluations moins détaillées et plus rapides de la digue.

Le diagnostic effectué dans le cadre d'une évaluation complète de la performance de digue doit permettre de déterminer les modes de défaillance des composants du système d'endiguement pour chaque partie fonctionnellement et structurellement homogène de la digue. Il inclut également différents scénarios théoriques de défaillance du système d'endiguement. Ceux-ci sont ensuite évalués en termes de probabilité, en fonction de la performance des fonctions du composant du système d'endiguement et de la ou des mise(s) en charge retenue(s). La mise en charge imputable à une crue doit par exemple être directement déduite de ses caractéristiques hydrologiques.

5.3.3.1 Données et modes de défaillance

Il est nécessaire de produire une liste des possibles modes de défaillance propres à une digue donnée, ce qui renvoie à son homogénéité longitudinale et à sa coupe transversale. Cette tâche peut s'avérer tantôt relativement simple (si les digues sont assez similaires et leurs caractéristiques connues, et si un nombre limité de défaillances doivent être contrôlées), tantôt relativement complexe (en France par exemple, où les digues sont très hétérogènes, avec de nombreux types de sections en travers différentes).

Les connaissances relatives aux modes de défaillance et aux mécanismes élémentaires connexes sont par conséquent essentielles. Il est important de savoir déterminer les lois, physiques ou empiriques, régissant les mécanismes, et de concevoir des méthodes d'analyse des modes de défaillance sous forme de scénarios. Certains mécanismes sont aujourd'hui bien caractérisés, en termes de modèles axés sur des données physiques (relatives au glissement par exemple) ou empiriques (érosion interne régressive notamment), mais pour de nombreux autres, une caractérisation quantitative reste à être développée (par exemple pour l'érosion interne de contact).

Des avis d'experts sur la base d'expériences individuelles et/ou collectives permettront d'apprécier les modes et mécanismes de défaillance, y compris dans les cas où une évaluation formelle est difficilement envisageable. Quelle que soit la méthode utilisée pour combiner les données dans un processus d'évaluation, il est utile de répertorier des données relatives aux différents modes et/ou mécanismes de défaillance. Des tableaux des liens entre données et modes de défaillance sont présentés aux sections 5.4 et 5.5.

Les données peuvent être classées en fonction de leur nature, de manière à clarifier le lien avec les mécanismes de défaillance de digue concernés. Les différentes catégories de données suivantes peuvent être distinguées :

- topographiques ;
- géotechniques (y compris les données géophysiques) ;
- hydrauliques (y compris les données hydrologiques) ;
- morpho-dynamiques ;
- d'environnement de la digue (y compris les enjeux de la zone protégée par la digue) ;
- structurelles (y compris les empiètements et fondations).

Les mêmes données peuvent être classées dans différentes catégories.

- | | | |
|--|--------------------------------------|---------------------------------|
| • géologie | • débit des drains | • densité |
| • granulométrie | • perméabilité | • pénétromètre |
| • résultats de tests de classification | • résultats de tests de cisaillement | • tests de performance continue |
| • niveaux piézométriques | • compressibilité | • érodabilité (HET, JET, etc.) |

Il importe également de tenir compte des différentes sources, ainsi que du type et de la nature des données. Les sources de données sont habituellement les suivantes :

- système informationnel du gestionnaire de digue ;
- informations historiques (non déjà disponibles dans le système informationnel du gestionnaire de digue) ;
- études topographiques (les données LiDAR constituant un exemple typique) [cf. chapitre 7] ;
- inspections visuelles (cf. section 5.4 et chapitre 4) ;
- investigations sur des points précis (cf. section 5.5 et chapitre 7) ;
- auscultation (cf. section 5.5 et chapitre 7) ;
- résultats des évaluations de performance précédentes (et données initiales) ;
- sources externes (cartes IGN, bases de données BRGM, rapports).

5.3.3.2 Évaluation de la charge et de la performance de la digue

Le résultat de toute évaluation doit comprendre les données relatives aux états de charge, à définir dans le cadre du processus d'évaluation. Les différents types de résultats de l'évaluation de la performance de la digue peuvent être :

- un seul résultat d'évaluation de la performance pour un état de charge donné ;
- un seul résultat d'évaluation pour l'ensemble des états de charge (probabilité de défaillance annuelle par exemple) ;
- un seul résultat d'évaluation pour chaque charge d'une liste d'états de charge ;
- une courbe (ou fonction) de la fragilité reliant l'évaluation de la performance à un éventail d'états de charge.

La question de la quantification de la probabilité des mises en charge est abordée à la section 5.2.5. La quantification de l'impact des événements de sollicitation sur le système d'endiguement en termes de probabilité de défaillance constitue l'objet de l'évaluation de la performance. Ainsi que le précise la section 5.2.6, cette probabilité est ensuite utilisée comme intrant pour l'analyse des risques.

Les fonctions de réponse du système, telles que les courbes de fragilité de la digue, permettent une estimation du lien entre une phase de l'inondation et un point donné de la digue et la probabilité de défaillance de la digue, et sont définies pour différents points du système. Les fonctions de réponse du système représentent souvent des composants importants des analyses hydrauliques utilisées pour évaluer le comportement hydraulique du système sous l'effet des différents états de charge (élévation de la surface des eaux de crue).

Encadré 5.11

Les différents états de charge à prendre en compte lors d'une évaluation en France

(source : Irstea)

L'Irstea, en France, préconise de s'appuyer sur trois différents états de charge pour évaluer la performance d'une digue ou d'un système d'endiguement :

1. **niveau de protection** : état de charge en deçà duquel la zone protégée par la digue n'est pas inondée ;
2. **niveau de sécurité** : état de charge jusqu'auquel aucun dégât majeur n'est à craindre pour le système d'endiguement (une inondation contrôlée peut se produire entre le niveau de protection et le niveau de sécurité) ;
3. **niveau de danger** : état de charge au-delà duquel la rupture du système d'endiguement est probable.

Ces états de charge peuvent avoir valeur d'objectifs, dans le cas d'un projet où ceux-ci ont préalablement été précisés par l'autorité responsable de la digue, ou de conclusions de l'évaluation ou du processus d'analyse des risques.

Ces niveaux peuvent être exprimés en termes de probabilité de l'événement de sollicitation et/ou d'altimétrie. La question de l'équivalence entre des niveaux altimétriques et la probabilité de l'événement de sollicitation revêt un caractère complexe, dans la mesure où différents événements (ou une combinaison d'événements) peuvent se traduire par un niveau altimétrique identique.

5.3.3.3 Processus d'évaluation de la performance de la digue

Le processus générique d'évaluation de la performance, pour un tronçon de digue, peut comprendre les étapes suivantes :

- détermination des modes et mécanismes de défaillance possibles pour le système d'endiguement concerné ;
- évaluation des méthodes d'analyse de la performance de la digue, relatives à chacun de ces modes de défaillance et/ou des mécanismes possibles ;
- recensement de l'ensemble des données disponibles susceptibles de s'avérer utiles pour l'évaluation ;
- élaboration d'un programme d'investigation spécifique afin de compléter les données existantes ;
- combinaison des données de chaque état de charge et de chaque mode de défaillance ;
- combinaison des résultats obtenus pour l'ensemble des modes de défaillance et, enfin, l'ensemble des états de charge.

Ce processus peut être suivi :

- de la combinaison des conclusions pour l'ensemble des tronçons de digue de l'intégralité de la zone protégée par la digue ;
- de la formulation de conclusions sous forme de propositions pour des mesures ultérieures.

Des exemples de mise en œuvre de certaines mesures sont fournis aux encadrés 5.12 à 5.14.

De nombreuses méthodes de combinaison des données peuvent être utilisées pour évaluer la performance de la digue. Exemples de méthodes type de combinaison des données :

- élaboration de modèles (*cf.* chapitre 8 pour l'ensemble des modèles applicables) au moyen d'équations à base de données à la fois physiques et empiriques (*cf.* encadré 5.12) ;
- méthodes indicielles consistant à utiliser une combinaison d'indices prédéfinis pour l'appréciation des observations ou des paramètres (*cf.* encadré 5.14) ;
- appréciation à partir d'avis d'experts, directement, ou *via* l'une ou plusieurs des méthodes ci-dessus en tant que données ayant fait l'objet d'un traitement préalable.

Une combinaison de ces différents types de méthodes dans le cadre de la même évaluation est possible. Les conclusions du rapport d'évaluation, enfin, dans une certaine mesure, étant donné la variabilité des matériaux et des paramètres des digues existantes, pourront être assorties d'avis d'experts, qui permettent de prendre en compte toute donnée apparaissant comme pertinente pour un mode de défaillance donné, même si elle n'a pas été utilisée en tant qu'intrant pour un quelconque modèle.

Les analyses fonctionnelles et les analyses de modes de défaillance peuvent s'avérer utiles pour la mise au point de méthodes indicielles (*cf.* encadré 5.14).

Encadré 5.12

Exemple de méthode d'évaluation de performance de digue utilisée à Orléans (fleuve de la Loire, France, 2011–2012)

Méthode d'évaluation	<p>Application de modèles mathématiques à des tronçons prédéterminés de digue, sur la base de lois physiques ou empiriques (en fonction du mode de défaillance), et ajustement en fonction d'autres données.</p> <p>Évaluation de la probabilité de défaillance pour différentes charges hydrauliques, en tenant compte des propriétés et de l'état de la digue, pour les scénarios avec un ou plusieurs mécanismes, en distinguant la probabilité de l'apparence et la probabilité d'évolution vers une rupture.</p> <p>Utilisation à la fois des modèles mathématiques (à base de données physiques et empiriques) et d'avis d'experts, sur la base de règles formalisées.</p>
Quelle combinaison ?	Données géométriques, données géotechniques, charges hydrauliques, résultats d'inspections visuelles (présence de terriers d'animaux, d'arbres, etc.), autres bases de données (empiètement sur des canalisations par exemple) et organisation (surveillance de la digue pendant la crue).
Mode(s) de défaillance et/ou mécanismes	Débordement, érosion interne, glissement de terrain suivi d'un autre mécanisme, érosion externe suivie d'un autre mécanisme, soulèvement hydraulique suivi d'une érosion interne régressive.

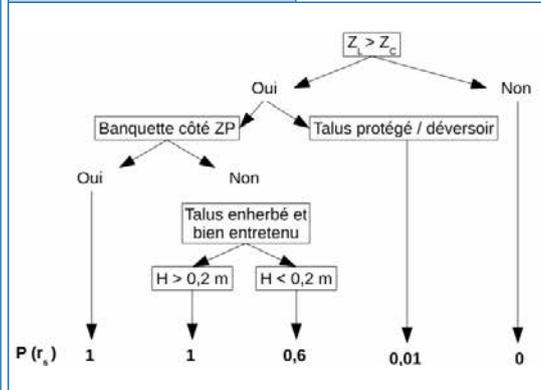


Figure 5.23 Évaluation de probabilité dans le cas d'une rupture provoquée par un débordement

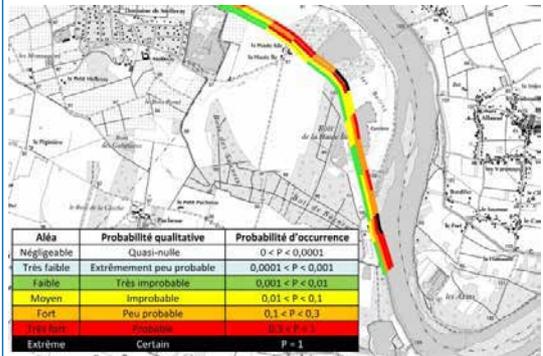


Figure 5.24 Résultat de l'évaluation finale après dépassement

Explications	<p>Cinq principaux modes de défaillance ont été répertoriés et retenus pour l'analyse de cette évaluation. Ces modes de défaillance sont composés soit d'un mécanisme unique (débordement, érosion interne), soit de deux ou trois mécanismes (glissement de terrain suivi d'une érosion interne, érosion externe suivie d'une érosion interne ou d'un effondrement puis d'une érosion interne, soulèvement suivi d'une érosion interne régressive).</p> <p>Chacun de ces modes de défaillance (ou scénarios de rupture) a été évalué pour des longueurs fixes (50 mètres) de la digue, et pour différentes crues (Q50, Q100, Q170, Q200, Q500). La probabilité P(A) du premier mécanisme a tout d'abord été déterminée. Pour chaque valeur de probabilité de crue P(QT) à considérer a été déterminée la probabilité P(r) que cet événement provoque la rupture de la digue (si le premier mécanisme se poursuit jusqu'à la rupture ou si d'autres mécanismes interviennent). La probabilité de rupture est calculée pour un mode de défaillance donné : $P(R) = P(A).P(r).P(QT)$.</p> <p>Différents modèles ont été appliqués pour chacun de ces termes, sur chaque longueur et pour chaque crue. Ces modèles diffèrent d'un mécanisme et d'un mode de défaillance à l'autre, à savoir que sont appliqués, soit des modèles physiques (glissement de terrain, etc.), soit des modèles empiriques (érosion interne de Sellmeijer pour l'initiation de ce mécanisme, etc.) [cf. section 8.5.1.2], voire des règles expertes formalisées (résistance à l'érosion due au débordement [cf. figure 5.23], en tenant compte de l'inspection visuelle pour contrer l'érosion interne, etc.).</p> <p>Les données sont à la fois issues du système de gestion SIG (SIRS Dignes) du gestionnaire de digue, d'une inspection visuelle spécifique, de l'étude de données historiques (rapports) à caractère géotechnique et de la mise en œuvre d'un modèle hydraulique numérique (créé dans le cadre d'une étude LiDAR, cf. Royet et al. [2013]).</p>
---------------------	--

Encadré 5.12 (suite)
Exemple de méthode d'évaluation de performance de digue utilisée à Orléans (fleuve de la Loire, France, 2011–2012)

Explications	<p>Le modèle a été développé dans un tableur.</p> <p>Un tableau des équivalences entre les probabilités et leur version vulgarisée (événement possible mais extrêmement improbable, événement possible mais très improbable, événement improbable, événement probable, événement habituel) a été élaboré dans le but d'appuyer la production de probabilités à partir de règles basées sur des avis d'experts ou d'exprimer les résultats probabilistes dans des termes du langage courant.</p> <p>Une fois la probabilité de rupture évaluée pour chaque mode de défaillance et chaque intensité de crue, ces résultats seront utilisés en tant que tels par le gestionnaire de l'ouvrage ou combinés les uns aux autres pour la production des probabilités globales suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● pour chaque intensité de crue (tous modes de défaillance confondus) ● pour chaque mode de défaillance (toutes intensités de crues confondues) ● pour tous modes de défaillance et toutes intensités de crues. <p>Il reste toutefois à déterminer des méthodes probabilistes appropriées pour la production de telles combinaisons.</p> <p>Quel que soit le type de résultats attendus, ceux-ci peuvent être exprimés sous forme de graphique, via un système SIG, sur une carte représentant le risque de rupture de digue sur la longueur de digue considérée (cf. figure 5.24). Ils peuvent également être stockés dans un système SIG de gestion des données.</p>
---------------------	---

L'encadré 5.13 concerne l'utilisation combinée de courbes de fragilité dans les évaluations, ainsi qu'une méthode de présentation des résultats.

Encadré 5.13
Exemple de méthode d'évaluation de performance de digue utilisée sur la Tamise, au Royaume-Uni (2006)

Intitulé de l'exemple	Évaluation, conduite en 2006, de la performance des digues de Dartford Creek à Gravesend.
Site/pilote	Estuaire de la Tamise, Londres, Royaume-Uni.
Méthode d'analyse	Méthode d'évaluation de la performance par section en travers.
Quelle combinaison ?	Données géométriques, données géotechniques, charges hydrauliques, données topographiques, données historiques, mesures, inspection visuelle, enjeux économiques.
Mode(s) de défaillance ?	Surverse, érosion interne, instabilité de la pente, claquage hydraulique, fissuration/fendillement, tassement/abaissement de crête, modifications bathymétriques fluviales, activités/dommages de tiers.

Figure 5.25 Courbes de fragilité d'une section de la digue de Gravesend. Mécanisme de défaillance induit par une combinaison de claquage hydraulique et d'érosion interne déterminante dans le tracé de la courbe de fragilité totale

Encadré 5.13 (suite)

Exemple de méthode d'évaluation de performance de digue utilisée sur le fleuve de la Tamise, au Royaume-Uni (2006)

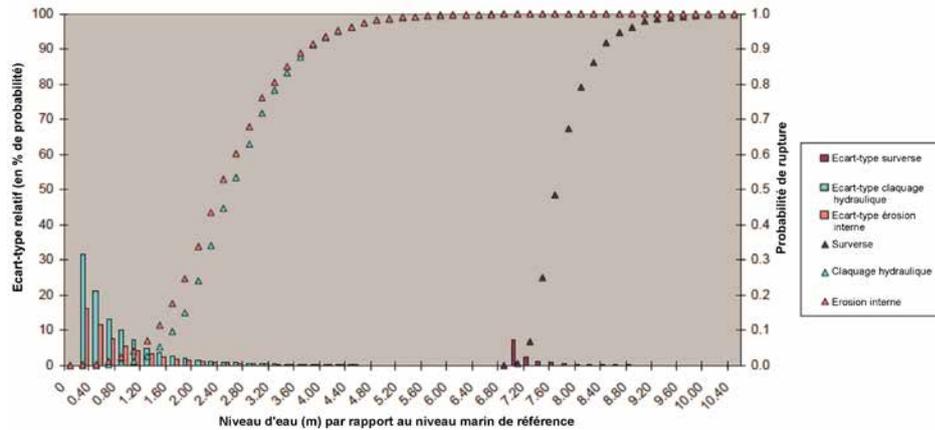


Figure 5.26 Représentation de l'écart-type relatif à la fragilité en matière de surverse, de claquage hydraulique et d'érosion interne

Explications

La « fragilité » fournit un éclairage quant au comportement probable de la défense contre les inondations pour différentes conditions de source. Une courbe pentue signifie qu'un degré relativement important de certitude prévaut quant aux conditions sous l'effet desquelles la défense contre les inondations est susceptible de faillir. À l'inverse, une courbe peu accentuée est révélatrice d'une plus large marge d'incertitude quant aux conditions en question et au mécanisme de défaillance prédominant dans différentes circonstances. Sa signification pratique est étroitement liée au type d'application :

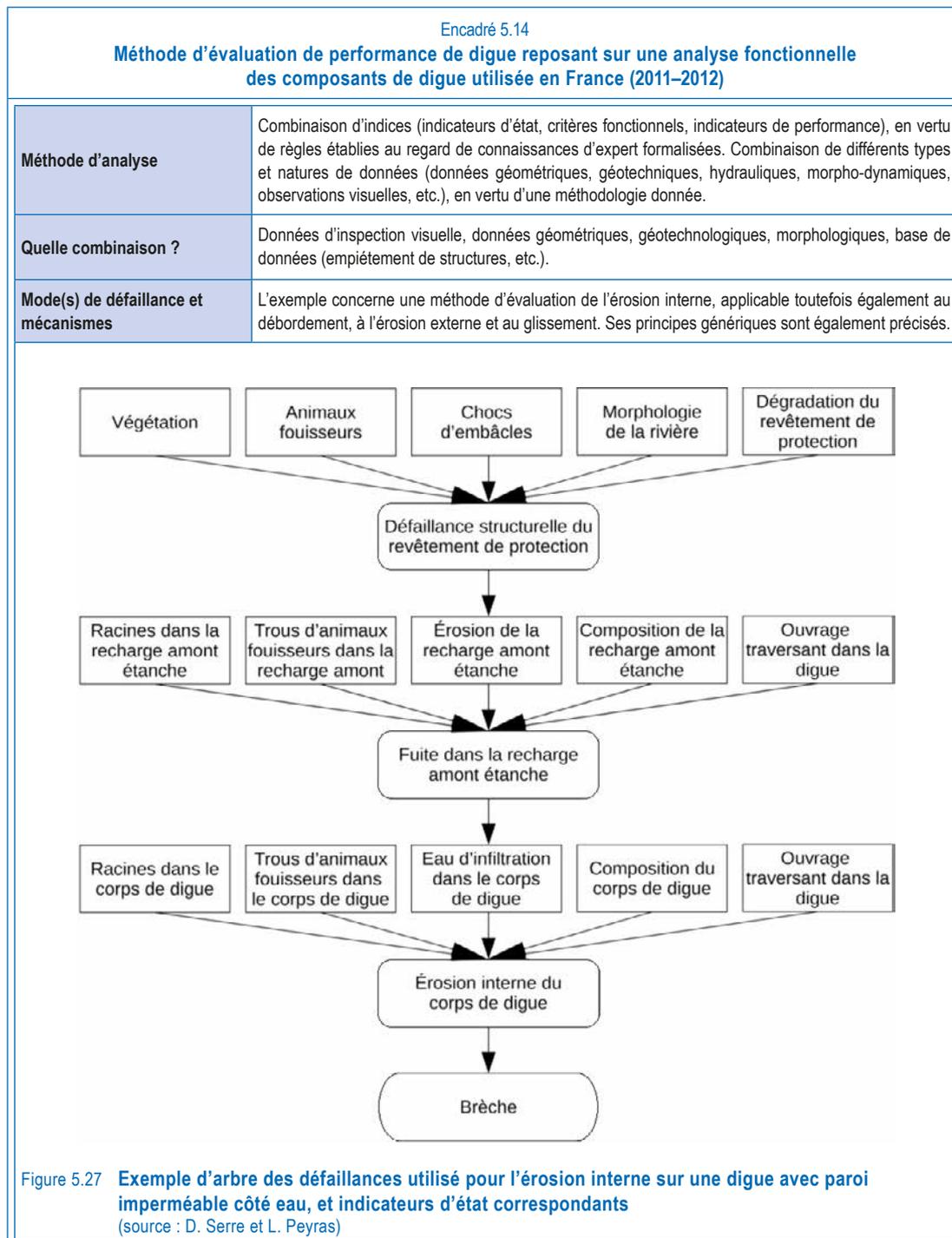
- une conception intégrale nécessite de tenir compte de l'ensemble des mécanismes de défaillance de l'éventail de normes de conception concerné ;
- la maintenance consiste à vérifier que la valeur de fragilité de la défense contre les inondations se situe à l'intérieur d'une plage admissible ;
- l'amélioration et la réparation impliquent de disposer des indications nécessaires quant au composant de la fragilité se situant en dehors de la plage admissible et quant aux mécanismes de défaillance à l'origine des problèmes constatés. L'effet sur la fragilité de différentes options d'amélioration peut par la suite être évalué au regard de critères de rentabilité ;
- l'évacuation requiert des informations quant à la probabilité d'une inondation pour une situation de tempête donnée.

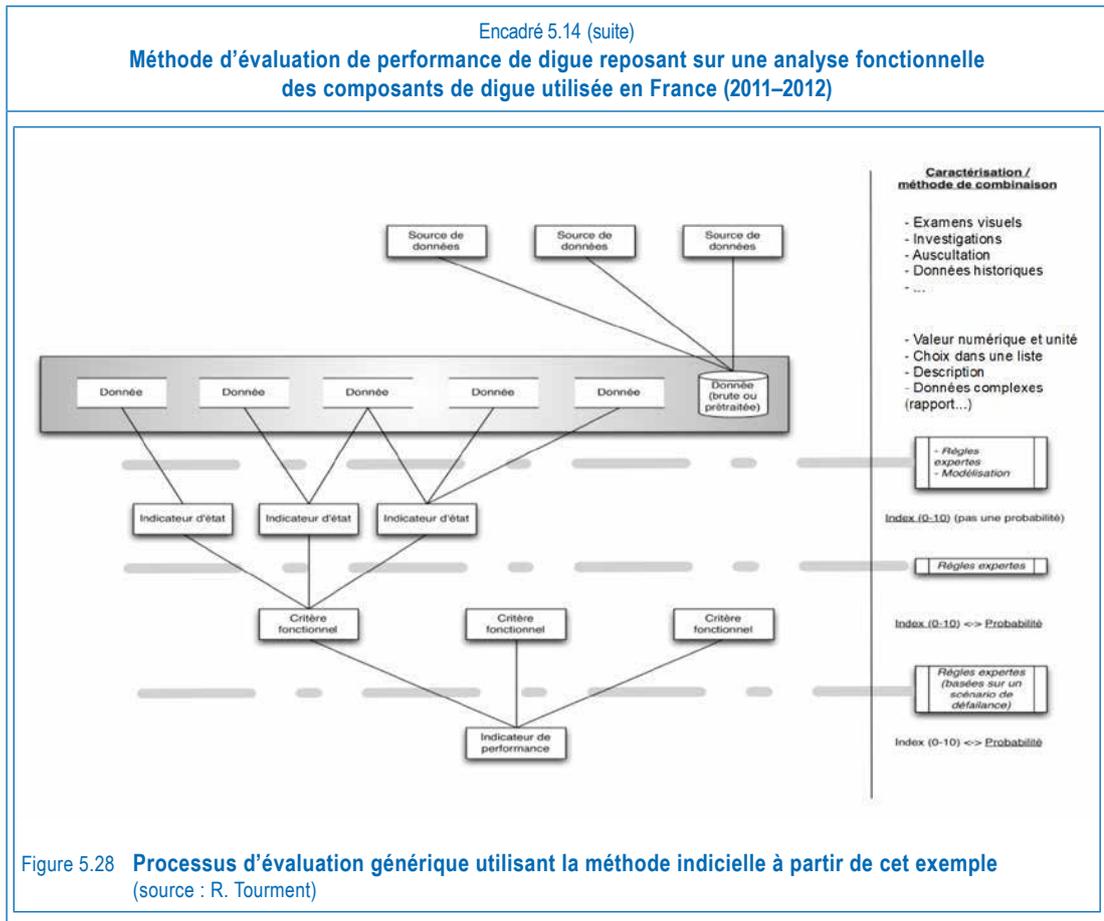
La « probabilité de défaillance totale » permet de comparer la viabilité des sections de défense anti-inondation de différents sites au regard de la fragilité. Les données de probabilité des conditions hydrauliques locales limites ne sont pas incorporées à celles de la fragilité pour le calcul de la probabilité de défaillance. Deux sections de défense anti-inondation, dont la fragilité est la même, peuvent subir une charge hydraulique différente, leur probabilité de défaillance annuelle, par conséquent, variant également.

La courbe de fragilité de la section analysée est représentée à la figure 5.25. Le mécanisme de défaillance est induit par une combinaison de soulèvements et de cavités qui détermine la courbe de fragilité totale. La probabilité de défaillance est appréciée au regard du niveau d'eau, et non d'autres conditions hydrauliques limites. Des vagues sont observées lors d'écoulements associés à des débordements, mais ce phénomène n'est pris en considération que pour des niveaux d'eau inférieurs au niveau de la crête de digue. La figure 5.25 fait apparaître de manière évidente que la probabilité de défaillance due au dépassement pour les niveaux d'eau inférieurs au niveau de crête est négligeable. Le niveau d'eau record enregistré, correspondant probablement à l'inondation survenue dans l'estuaire de la Tamise en 1953, est précisé sur la figure en guise de référence. Ces résultats démontrent qu'une forte tempête engendrerait très probablement des problèmes de soulèvement et de formation de cavités à cet endroit.

L'écart-type de la valeur de fragilité en cas de dépassement, de soulèvement et de cavités obtenue pour 10 000 simulations de Monte-Carlo par niveau d'eau est présenté à la figure 5.26. En deçà d'un niveau d'eau de 1,2 mètre au-dessus du niveau marin de référence, l'écart-type de la valeur de fragilité se situe entre 5 et 30 % de la fragilité. Pour de meilleurs résultats, le nombre de simulations, pour ce niveau d'eau, peut être augmenté. Pour un calcul de la fragilité plus efficace, le nombre de simulations de Monte-Carlo, pour les différents niveaux d'eau, peut être modifié. Le choix du nombre de simulations par niveau d'eau dépend du degré de précision exigé.

Un exemple de méthode d'évaluation indicielle reposant sur une analyse fonctionnelle et sur une analyse des modes de défaillance des composants de digue est présenté à l'encadré 5.14.





Encadré 5.14 (suite)

Méthode d'évaluation de performance de digue reposant sur une analyse fonctionnelle des composants de digue utilisée en France (2011-2012)

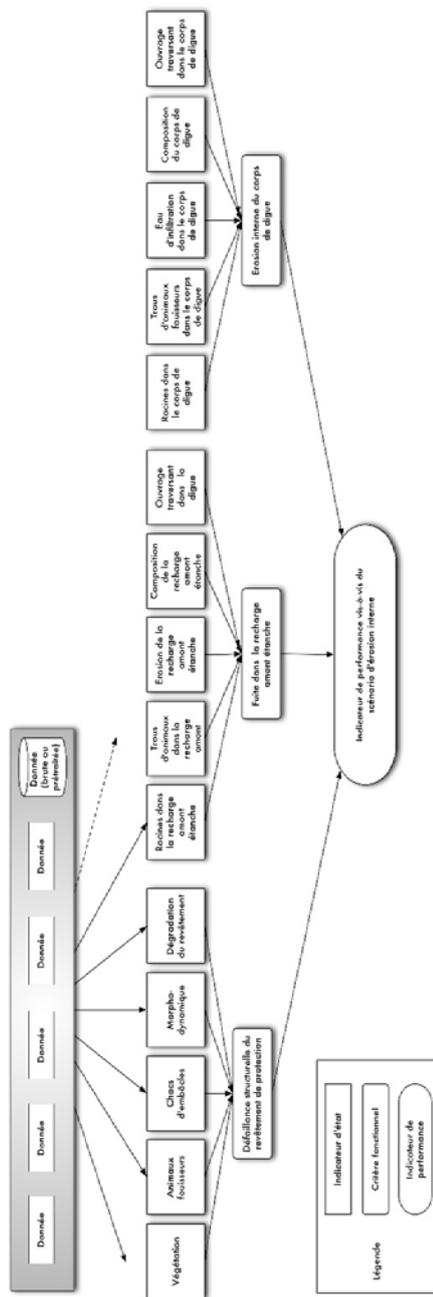


Figure 5.29 Processus d'évaluation utilisé pour l'érosion interne sur une digue avec paroi imperméable côté eau (source : R. Tourment)

Aléa	Indicateur de performance
Négligeable	10
Très faible	8 - 9
Faible	6 - 7
Moyen	4 - 5
Fort	2 - 3
Très fort	1
Extrême	0

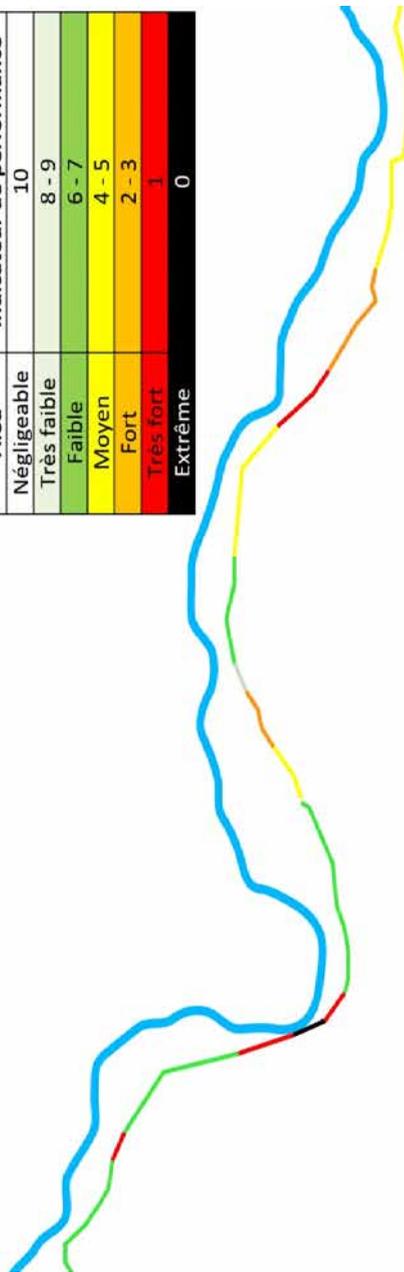


Figure 5.30 Exemple de carte de résultats d'évaluation de performance globale de digue pour différents tronçons de digue (source : B. Beullac)

Encadré 5.14 (suite)

Méthode d'évaluation de performance de digue reposant sur une analyse fonctionnelle des composants de digue utilisée en France (2011–2012)**Explication**

Sur la base des résultats d'une analyse fonctionnelle des composants de digue de chaque coupe transversale, des scénarios de défaillance reliant les fonctions (telles que protection, imperméabilité, stabilité, filtrage) et les composants essentiels sont élaborés et analysés. Un exemple de ce type de scénario de défaillance est présenté à la figure 5.27.

Les données sont utilisées, dans un premier temps, pour établir les différents indicateurs d'état. Les valeurs de ces indicateurs sont déduites directement de données brutes, de données prétraitées ou d'une combinaison de différents types de données. Elles ont trait à une fonction et à un composant connexe unique, soit par exemple la nature (ou l'état) du revêtement de la protection de la pente de la rive.

Le calcul des critères fonctionnels est ensuite effectué, à partir de la combinaison des indicateurs des valeurs d'état. Ces critères ont trait à une fonction en rapport avec le mode de défaillance étudié, soit par exemple la résistance du revêtement à l'érosion externe.

Enfin, à l'instar des exemples des figures 5.28 (processus générique) et 5.29 (processus appliqué à l'érosion interne), l'évaluation des indicateurs de performance est effectuée à partir d'une combinaison de critères fonctionnels. Ces indicateurs ont trait à un scénario de défaillance/rupture (ou « mode de défaillance ») pour une coupe transversale donnée, soit par exemple la performance de tronçon de digue relative au « scénario d'érosion interne ».

L'évaluation finale tient compte de l'ensemble des modes de défaillance.

Un avis d'expert est requis, de manière formelle, pour la définition de règles d'agrégation à partir desquelles des indicateurs d'état, des critères fonctionnels puis des indicateurs de performance puissent être produits.

Un système SIG est utilisé pour la gestion de l'ensemble des données de digue disponibles, dans le but :

- d'assurer la disponibilité de chaque donnée pertinente au regard de l'ensemble des indicateurs d'état ;
- d'effectuer le traitement préalable des données, aux fins de production d'indicateurs d'état, en vertu des règles d'expert établies ;
- d'effectuer le traitement préalable de la combinaison d'indicateurs d'état puis des critères fonctionnels, aux fins de production de critères fonctionnels puis d'indicateurs de performance ;
- de représenter la performance évaluée au regard à la fois des indicateurs de performance globale et des indicateurs de performance relatifs à chaque mode de défaillance.

La carte en résultant est présentée à la figure 5.30.

5.3.3.4 Utilisation des arbres de défaillances et d'événements pour l'examen des scénarios de défaillance de digue

Les mécanismes de détérioration peuvent se combiner de diverses manières pour produire un modèle de défaillance structurelle de digue (cf. section 3.5). Les scénarios d'événements conduisant à une défaillance peuvent s'avérer assez complexes. L'analyse des défaillances ou des défaillances potentielles d'une section de digue donnée est alors nécessaire pour produire une analyse détaillée de la fonction et de la composition structurelle de la digue.

Les deux principales techniques que sont l'analyse par arbre de défaillances (AAD) et l'analyse par arbre des événements (AAE) sont employées, dans le cadre d'une approche systémique, pour déterminer les processus de détérioration conduisant à la rupture. Ces techniques peuvent être combinées au sein de l'arbre « nœud papillon ». Il est recommandé, dans la mise en œuvre de ces méthodes, pour l'obtention de meilleurs résultats, de s'appuyer sur l'analyse des modes de défaillance et des effets (AMDE) du système étudié. L'analyse en question permet, à partir des résultats d'une analyse fonctionnelle dudit système, de définir et d'inventorier les causes et les conséquences de sa défaillance, de déterminer les liens entre les défaillances de ses composants, puis d'élaborer des scénarios ou des chaînes d'événements.

Une synthèse de ces principales techniques d'analyse de défaillance et un certain nombre d'exemples élémentaires sont présentés dans les sous-sections suivantes. Ces concepts font l'objet d'une analyse plus détaillée dans Icold (2005) et Baroth *et al.* (2011).

Analyse par arbre de défaillances

L'analyse par arbre de défaillances constitue une méthode experte et déductive de détermination des différentes combinaisons de causes (les scénarios de défaillance), à partir desquelles l'occurrence d'un événement final (la défaillance du système) peut être expliquée.

L'analyse par arbre de défaillances commence par l'événement ou l'état de défaillance final (la rupture), puis l'analyse des causes à l'origine de la rupture est effectuée, puis celle des facteurs à l'origine de ces causes initiales, et ainsi de suite. Le but de cette analyse, mise en œuvre étape par étape, est d'inventorier toutes les conditions, facteurs et mécanismes qui ont permis à l'événement final ou la défaillance de se produire. L'analyse par arbre de défaillances se termine par l'identification des causes initiales, définies en tant que causes externes au système étudié.

La modélisation de ces arbres de défaillances est généralement effectuée du haut vers le bas ou de droite à gauche, l'événement de défaillance final étant représenté au sommet ou du côté droit de l'arbre, et les causes initiales à la base ou du côté gauche. Chaque niveau d'analyse correspond à la défaillance d'une fonction spécifique d'un composant pouvant découler de nombreuses causes. Ces causes peuvent se combiner (*via* les liens « ET ») ou opérer indépendamment les unes des autres (*via* les liens « OU »).

Dans le cas des digues, une situation de rupture peut être étudiée afin d'en déduire les mécanismes et les événements externes (facteurs initiateurs et contributifs) à l'origine de la défaillance. Un exemple simple d'analyse par arbre de défaillances est présenté à la figure 5.31.

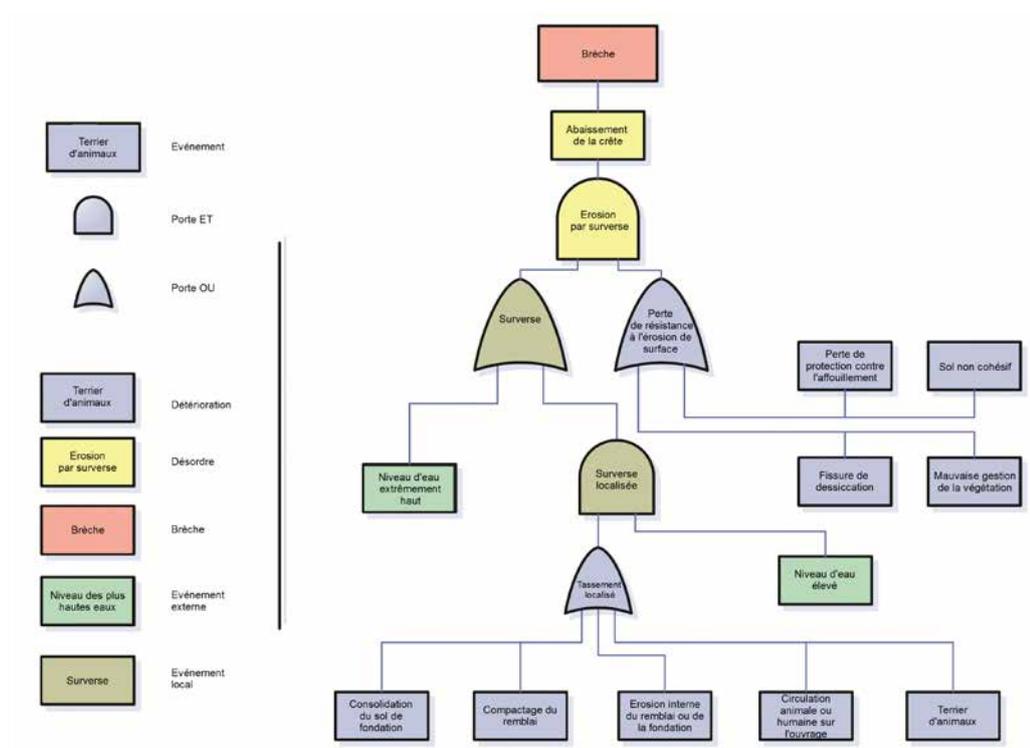


Figure 5.31 Exemple de l'analyse par arbre de défaillances d'une rupture de digue
(source : P. Smith, Royal Haskoning)

Analyse par arbre d'événements

L'analyse par arbre d'événements est utilisée afin de déterminer les conditions dans lesquelles un événement initial indésirable est susceptible de survenir. Les mécanismes en résultant en sont déduits et combinés afin de décrire les conséquences attendues. L'ensemble des scénarios, des chaînes d'événements découlant de l'événement initial et des facteurs contributifs sont établis et, le cas échéant, associés à une probabilité. La modélisation de l'arbre d'événements est opérée *via* une méthode binaire (fonction opérationnelle/fonction défaillante), discrète (événements ou évolution ponctuelle)

et chronologique. L'arbre est représenté par un ensemble de nœuds et de branches reliés entre eux de gauche à droite, de l'événement initial indésirable aux différentes conséquences finales, chaque nœud représentant un événement ou une condition incertaines. Chaque branche représente les résultats binaires possibles de l'événement ou un état qu'une condition est susceptible d'engendrer. Une fois les différents scénarios définis par l'analyse d'expert, ceux dont il est établi qu'ils ne sont pas physiquement possibles sont écartés (cf. figure 5.32).

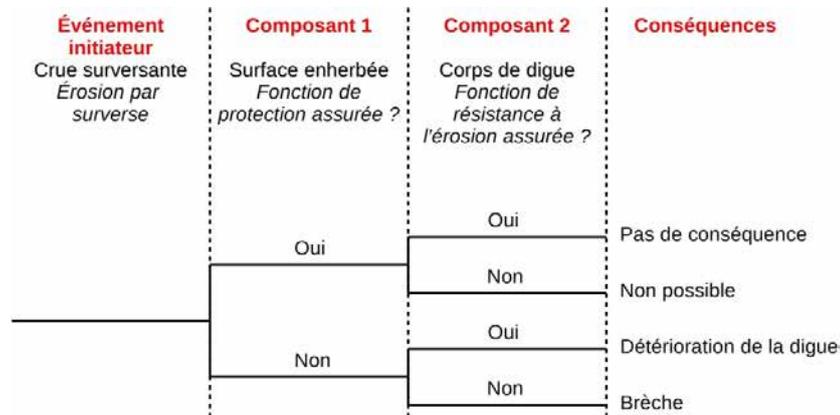


Figure 5.32 Exemple d'analyse par arbre des événements qualitative simple
(source : B. Beullac et R. Tourment, Irstea)

L'approche quantitative permet d'associer la valeur de probabilité à chaque branche découlant d'un événement (nœud). En partant de l'hypothèse de l'indépendance des différents événements composant un scénario, la probabilité de la conséquence d'un scénario peut être calculée en multipliant les valeurs de probabilité imputées à ses différentes branches.

Un exemple de l'analyse par arbre d'événements quantitative est présenté à la figure 5.33.

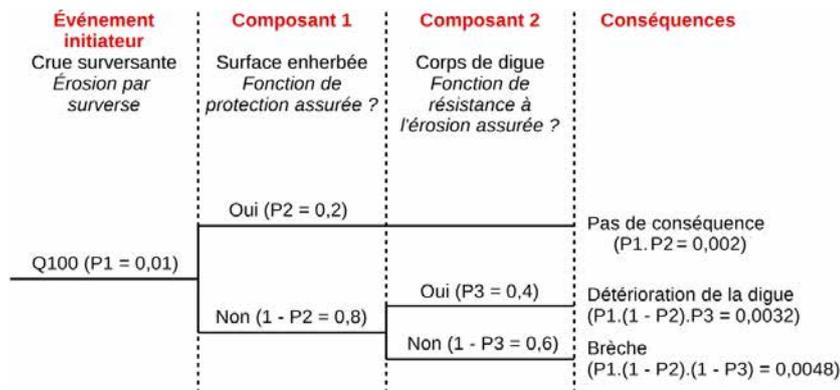
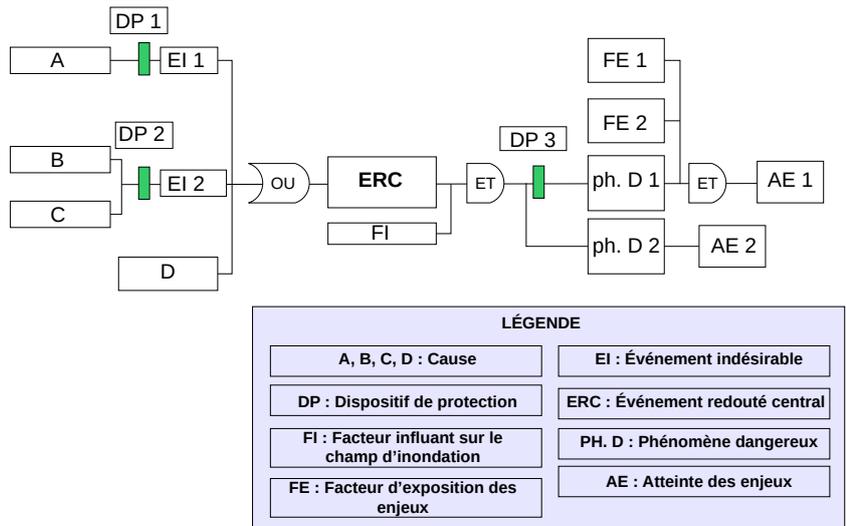


Figure 5.33 Exemple d'analyse par arbre des événements quantitative simple et probabilités associées
(source : B. Beullac et R. Tourment, Irstea)

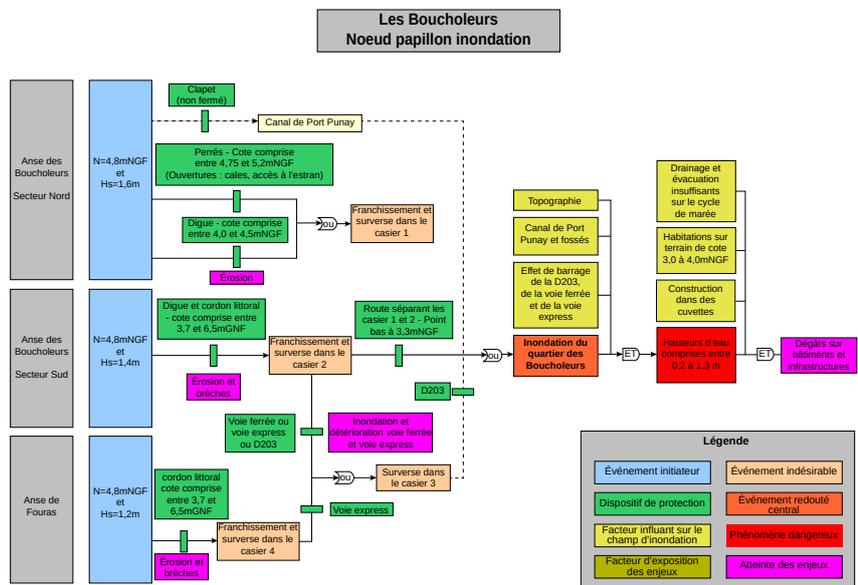
Représentations de l'arbre de type « nœud papillon »

L'arbre « nœud papillon » combine un arbre de défaillances et un arbre d'événements en une seule représentation, dans laquelle l'événement final de l'arbre de défaillances constitue l'événement indésirable de l'arbre d'événements. Il est habituellement représenté de manière horizontale. L'événement redouté étudié (état de la défaillance) figure au centre, les causes possibles à gauche et les conséquences potentielles à droite. La figure 5.34 fournit un exemple générique et un exemple spécifique de représentations de l'arbre « nœud papillon » relatifs à un système d'endiguement côtier durant un événement de sollicitation particulier (combinaison d'événements), dans lequel « l'inondation de la zone protégée par la digue » correspond à l'événement central.

Noeud papillon
Principes pour une inondation considérée comme événement redouté central



a



b

Figure 5.34 Exemples de représentations de l'arbre « noeud papillon » relatives à un système d'endiguement côtier (a) générique et (b) existant : Système d'endiguement des Boucholeurs, France (source : M. Igigabel, Cerema)

5.3.4 Rapport d'évaluation

Toute évaluation de la performance doit impérativement donner lieu à la production d'un rapport spécifique, qui doit faire état :

- des différentes données utilisées pour l'évaluation ;
- de la méthode d'évaluation employée ;
- des résultats obtenus ;
- des conclusions de l'évaluation.

Les différentes données utilisées au cours de l'évaluation de la performance doivent être présentées, qu'elles aient été disponibles avant l'évaluation ou produites lors d'investigations ou d'inspections conduites spécifiquement pour l'évaluation. Il revient à l'ingénieur responsable de l'évaluation de juger de la qualité et de la viabilité de l'ensemble des données, et d'en faire état dans le rapport. Les informations se rapportant plus particulièrement à la production de données et au traitement préalable des données peuvent être jointes en annexe au rapport d'évaluation principal ou simplement référencées. Les principales données utilisées pour l'évaluation doivent quant à elles être exposées dans le corps du rapport.

L'évaluation de la performance peut s'avérer être un processus complexe (et pas toujours standard). Une description précise et complète de la méthode ou des méthodes de combinaison des données suivies (cf. section 5.3.3), afin de produire les résultats de l'évaluation, est par conséquent également nécessaire.

L'ensemble des résultats intermédiaires et définitifs de l'évaluation doivent être présentés dans le rapport sous formes de textes, de tableaux, de cartes et/ou de graphiques. Les résultats intermédiaires peuvent notamment concerner l'évaluation de la performance conduite pour des événements et/ou des modes ou mécanismes de défaillance spécifiques.

Toute évaluation doit être assortie de conclusions, et des recommandations claires doivent être formulées dans le rapport d'évaluation lui-même pour le suivi de leur mise en œuvre, à la suite de la synthèse des résultats (cf. figure 5.1).

Enfin, tous des rapports d'évaluation doivent être archivés et référencés dans le système d'informations des gestionnaires de digue (cf. section 5.6), de manière à pouvoir être consultés lors d'évaluations ultérieures.

5.3.5 Réglementation

Les motifs de la conduite d'évaluations de la performance sont multiples :

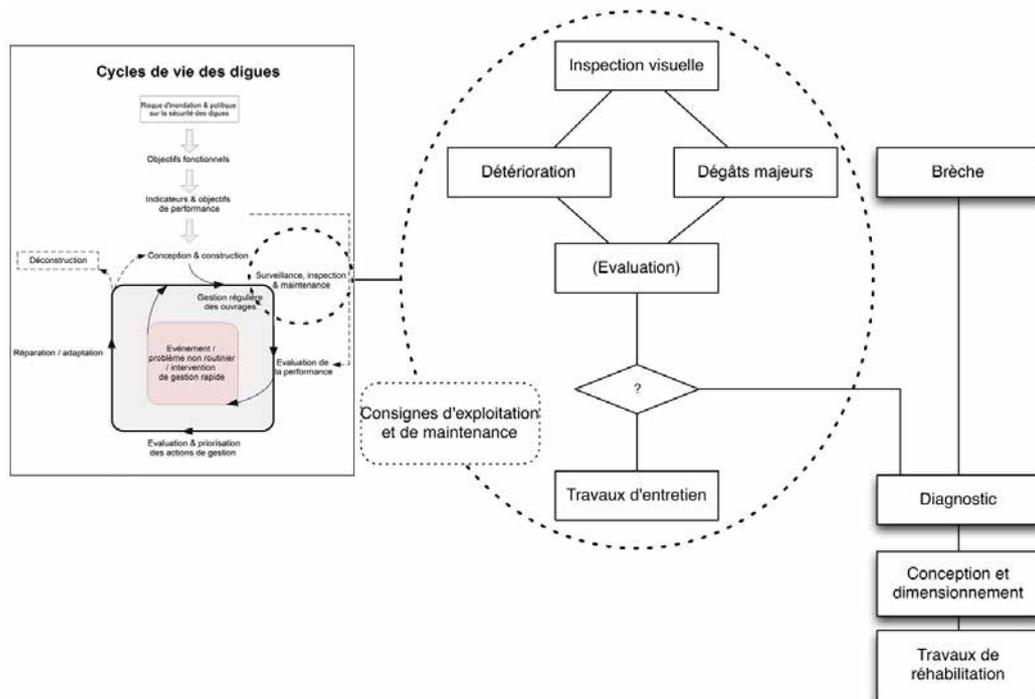
- les évaluations sont le gage d'une politique de gestion de qualité (prise de décisions sur la base de données rationnelles) ;
- des conditions limitatives régissent les relations entre gestionnaires, propriétaires et financeurs de digue ;
- il convient de justifier des mesures de gestion adoptées et des résultats obtenus (vis-à-vis des parties prenantes ou d'autres acteurs ; cf. sections 2.4.1 et 2.4.2) ;
- les évaluations constituent une exigence de la réglementation nationale, dont des exemples de dispositions sont fournis à l'encadré 5.15.

Encadré 5.15 Réglementation française et évaluations de performance de digue
<p><i>(NB : la réglementation a évolué depuis la rédaction de l'ILH. Si le fond n'a pas évolué, les informations concernant les classes d'ouvrage et les périodicités des évaluations ont été modifiées. Il convient de se référer au décret 2015-526 du 12 mai 2015).</i></p> <p>La réglementation française relative à la sûreté des digues découle du décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 et de textes ultérieurs. Dans le cadre de ce décret, les digues sont classées en quatre catégories, en fonction de leur hauteur et du nombre d'habitants de la zone protégée par la digue. Les digues de la catégorie D sont d'une hauteur inférieure à un mètre ou assurent la protection de moins de dix personnes. Les digues de plus d'un mètre de haut sont classées dans la catégorie C, B ou A si elles assurent respectivement la protection de moins de 1 000 personnes, de mille à moins de 50 000 personnes et de plus de 50 000 personnes.</p> <p>Différentes évaluations sont exigées selon la catégorie de digue :</p> <ul style="list-style-type: none"> • une évaluation initiale, pour l'ensemble des catégories de digues, à échéance du 31 décembre 2009 ; • des inspections détaillées (avec présentation de rapports et de conclusions [cf. section 5.3]) doivent être conduites tous les ans pour les catégories A et B, tous les deux ans pour la catégorie C, et tous les cinq ans pour la catégorie D ; • une analyse des risques (cf. section 5.1) doit être conduite tous les dix ans pour l'ensemble des catégories de digues (de A à C) ; • une évaluation de la sûreté doit également être conduite tous les dix ans pour l'ensemble des digues des catégories A et B ; • les autorités publiques (préfets) sont habilitées à prescrire une évaluation complète pour toute digue pour laquelle la sécurité est en jeu. <p>Des objectifs sont définis, mais pas de véritables méthodes de mise en œuvre, pour ces différentes études, par la réglementation.</p> <p>Certains textes légaux d'un niveau supérieur (le code civil) disposent par ailleurs que les propriétaires des installations concernées sont responsables de tout dommage occasionné par celles-ci en conséquence d'un défaut de construction ou de maintenance.</p>

5.4 INSPECTIONS

Les inspections permettent de produire de précieux intrants pour les évaluations. Les systèmes de digues sont vulnérables à la détérioration et aux événements de défaillance. Les inspecteurs font en sorte de rompre ce cycle continu en tâchant de détecter la détérioration avant que la défaillance ne se produise, leur intervention revenant ainsi à prévenir les défaillances.

Si des caractéristiques représentatifs d'une détérioration ou de dommages sont observées au cours des inspections, une décision doit être prise quant à savoir si des réparations ou de simples travaux de maintenance sont nécessaires, ou si des travaux de conception doivent être confiés à un ingénieur qualifié, après la conduite d'un diagnostic spécifique. Une telle décision constitue en réalité un premier niveau d'évaluation, souvent effectué par les cadres habituels de l'équipe. Elle nécessite une description précise du phénomène observé, les mesures ultérieures devant être définies au regard des préconisations du manuel de l'exploitation et de la maintenance (E&M). Ce processus décisionnel (b) et sa place dans le cycle de vie de la digue (a) sont présentés à la figure 5.35 (cf. également la version agrandie de la figure 2.14). Le chapitre 4 décrit, pour plusieurs caractéristiques de la détérioration et des dommages, les différents types de mesures pouvant être requises, en distinguant la maintenance des réparations, pour lesquelles des travaux d'ingénierie sont requis (cf. chapitre 9). Les détériorations récurrentes (en particulier si elles concernent le même site) requièrent l'intervention d'un ingénieur (spécialisé). De même, pour certaines mesures spécifiques relatives à des caractéristiques observées au cours d'une situation de sollicitation hydraulique, des mesures d'urgence sont-elles suggérées au chapitre 6.



(a) Agrandissement de la figure 2.14, chapitre 2 (b) (source : R. Tourment)

Figure 5.35 Recours à des évaluations dans le cadre de travaux de maintenance réguliers dans le but de déterminer la nature des réparations à envisager

5.4.1 Inspections dans le cadre du processus d'évaluation

Des inspections sont réalisées afin de vérifier l'état et le fonctionnement du système d'endiguement. Elles contribuent également à justifier la capacité du système d'endiguement à empêcher l'inondation de la zone protégée jusqu'au niveau d'eau résultant de l'événement hydraulique fluvial/torrentiel/marin contre lequel on désire ou l'on doit se protéger. Les inspections visent à collecter des informations sur la localisation, le type et la gravité des détériorations, au regard des différents mécanismes de défaillance, et doivent être suivies d'évaluations. Elles sont en principe conduites de manière régulière et récurrente,

mais peuvent également être décidées en raison de l'occurrence d'un événement hydraulique rare ou exceptionnel (préalablement à l'événement, au cours de l'événement ou immédiatement après l'événement). Elles sont également nécessaires après un événement particulier (accident sismique, choc de barge fluviale, etc.), afin de vérifier l'intégrité de la digue et l'absence de début de désordre.

Les inspections peuvent s'inscrire dans un processus d'évaluation plus large (soit un processus de collecte de données comme n'importe quel autre) ou consister en une « opération » spécifique s'apparentant à une forme d'évaluation de base, en ce sens qu'elles peuvent (et doivent) être suivies de la formulation de conclusions et de la prise de décisions.

Une attention toute particulière doit être accordée à un certain nombre d'aspects dans l'élaboration d'un programme d'inspection, à savoir :

1. l'absence d'inspections pourrait laisser lentement progresser la détérioration de la digue et pourrait conduire à la défaillance de celle-ci ;
2. le calendrier d'une inspection dépendra du type d'informations requises. Les inspections conduites pendant un événement de sollicitation seront plus susceptibles de permettre de détecter les zones vulnérables, tandis que les observations relatives à des activités E&M différées peuvent être confirmées lors d'inspections à sec, qui constituent une meilleure opportunité pour observer l'état de la rive ;
3. l'inspection peut permettre d'identifier que des modifications non autorisées et non signalées du système d'endiguement ont été faites, ces modifications étant susceptibles d'affecter l'intégrité et la performance du système lors d'événements de sollicitation.

5.4.2 Méthodes d'inspection

La méthode la mieux appropriée et la mieux à même d'assurer la réalisation de l'objectif sous-jacent de l'inspection de la digue doit être choisie. L'approche d'une inspection opérationnelle annuelle (dont le but est de garantir que les activités E&M routinières sont accomplies) différera, de manière significative, de celle de l'inspection périodique approfondie de chaque partie de la digue (dont le but est de veiller à ce que perdure son fonctionnement). Une autre approche peut être adoptée au cours d'une inspection, à la suite d'un événement de charge majeur à l'occasion duquel un défaut a été observé. Ce défaut peut donner lieu à une investigation plus détaillée ou d'un plus haut degré d'expertise. L'intensité de l'inspection est proportionnelle au niveau de risque. Ainsi le rôle de l'utilisateur final des données de l'inspection dans la planification et l'exécution de l'inspection est-il déterminant.

Les inspections consistent le plus souvent dans un examen visuel de l'ensemble des aspects d'un système d'endiguement, à même le site. Elles peuvent toutefois également avoir lieu par voie aérienne (cf. figures 5.36 et 5.37), si une crue/tempête ayant provoqué une rupture de la digue s'est produit et qu'il n'existe aucun autre moyen d'inspecter le système d'endiguement.



Figure 5.36 **Méthode aérienne d'inspection**
(source : district de Louisville, USACE)



Figure 5.37 **Inspection d'une rupture de digue depuis les airs**
(source : district de Louisville, USACE)

Les inspections aériennes permettent aux décideurs d'évaluer rapidement l'étendue des inondations majeures et de localiser les zones problématiques.

Les autres formes d'inspection, qui dépassent la portée de la présente section, sont notamment les investigations (évaluation des paramètres physiques du système d'endiguement au moyen de méthodes spécifiques), l'instrumentation et la surveillance de la performance, avec lecture des relevés sur le terrain ou à distance. Chacune de ces formes d'inspection permet de produire des données à partir desquelles on peut déterminer l'état et la capacité d'une digue à remplir correctement sa fonction. Les modalités de leur utilisation en rapport avec les évaluations et les différentes méthodes associées sont respectivement exposées à la section 5.5 et au chapitre 7.

La méthodologie générale d'une inspection ou d'une surveillance de digue consiste en l'observation de la totalité de sa longueur (idéalement à pied), et dans la consignation de l'ensemble des relevés visuels effectués à propos de problèmes et anomalies avérés ou présumés affectant tout ou partie de la digue. L'inspection des systèmes extrêmement longs peut être effectuée de manière graduelle, les parties les plus critiques pouvant être inspectées plus fréquemment que des parties moins critiques dont le fonctionnement est jugé satisfaisant.

Des éléments généraux d'appréciation ou de vigilance sur les détails de mise en œuvre d'une inspection sont listés ci-après :

1. approche progressive : le degré de détail des informations que l'inspection doit permettre d'obtenir dépend des objectifs finaux de l'évaluation de la performance ou de l'analyse des risques à réaliser (cf. sections 5.3 et 5.2) ;
2. les déficiences constatées au niveau d'un système d'endiguement donné ou d'une partie de celui-ci peuvent comporter des implications pour plus d'un mode de défaillance ;
3. une très grande attention doit être portée aux conséquences dans la détermination du niveau de détail de toute inspection au cours du cycle de vie de la digue.

Les « éléments de digue » à inspecter sont déterminés en fonction de ce qu'il est possible d'évaluer visuellement et des modes de défaillance à prendre en compte. Un lien direct ou indirect peut exister entre les caractéristiques de performance des différents éléments et les modes de défaillance. L'impératif de cohérence de la méthode d'inspection, chaque fois que possible, doit également être pris en compte dans la définition de caractéristiques de performance appropriées. Il est nécessaire de produire un ensemble de caractéristiques de performance de nature à assurer le compromis entre précision de l'inspection et problèmes de mise en œuvre tels que la charge de travail associée à l'inspection de chaque élément. En cas d'éventail de caractéristiques de performance trop vaste, toutefois, une évaluation plus précise de l'état de la digue aurait pour effet d'allonger la durée d'une inspection au-delà des limites raisonnables (de temps et de budget).

Il importe que les inspections soient conduites par un personnel compétent, correctement formé et expérimenté. L'envoi d'un expert de haut niveau pour l'inspection/évaluation de l'état général (état E&M) d'un système d'endiguement serait inefficace, tout comme il serait inapproprié d'affecter un inspecteur débutant à l'évaluation d'un problème critique susceptible de poser un risque fonctionnel, avec des conséquences potentiellement importantes. Les inspections de routine ou annuelles ne nécessitent pas l'affectation d'une équipe complète d'experts d'une discipline spécifique pour une évaluation poussée de l'état général du système d'endiguement. Toutefois les inspections ou investigations conduites dans le but d'accumuler des informations détaillées, en rapport avec les modes de défaillance définis, nécessitent l'intervention de spécialistes expérimentés. Elles ne peuvent généralement pas être entreprises par le personnel ou des inspecteurs généralistes.

L'inspection d'un système d'endiguement consiste à observer l'état de surface de la digue (gazon de revêtement, présence éventuelle d'ornières, de terriers d'animaux, stabilité de la pente, etc.), et à consigner les données d'observation recueillies. L'inspection doit également comprendre la vérification de l'état de fonctionnement des différentes pièces du système d'endiguement (à savoir notamment, mais pas exclusivement les clapets et vannes hydrauliques), et elle doit viser la réduction du risque inondation d'une zone spécifique (la zone protégée par la digue) par des eaux de crue extérieures, ainsi que l'élimination des eaux de pluie de l'intérieur, afin de parer au risque de dommages pour les structures et les biens.

La « performance individuelle d'élément de digue » constitue le socle du processus d'inspection de digue, dont le but ultime est de parvenir à une évaluation de l'état global de la digue. Les éléments peuvent être classés dans différentes catégories générales de système d'endiguement, à savoir notamment, mais pas exclusivement, les catégories suivantes :

- éléments fluviaux ;
- éléments maritimes ;
- tronçons de digue en terre ;
- tronçons de paroi en béton et autres structures ;
- éléments de conduite, de galerie et de tuyauterie.

Ces catégories générales de système d'endiguement peuvent être déclinées en une liste plus complète, présentée au tableau 5.5. Il importe, pendant une inspection, de consigner les observations relatives aux éléments susceptibles de poser problème ou d'endommager la digue ou posant effectivement problème ou par lesquels des dommages ont effectivement été causés, y compris les problèmes ne semblant pas devoir affecter la performance globale de la digue si celle-ci devait être soumise à une charge hydrostatique. Si certains des éléments de la liste peuvent ne pas relever de la responsabilité directe du propriétaire/responsable de la digue, il n'en demeure pas moins que tout défaut éventuel au niveau de ces éléments devra être répertorié en termes généraux, notamment si ses conséquences intéressent la digue elle-même.

Tableau 5.5 Liste des éléments à contrôler (ou à prendre en compte) au cours d'une inspection

Tronçons de digue en terre	
Revêtement en herbe/gazon	Protection de surface (gazon, gabions, parement en pierre)
Végétation (arbres, arbustes, gazon – espèces invasives)	Protection contre l'érosion
Empiètements (structures, franchissements par desserte, etc.)	Terriers d'animaux
Puits de secours/base des drains	Saturation/regroupement
Infiltrations	Dépassement (signes/données historiques)
Signes d'instabilité de talus	Réparations
Tassement	Points de transition
Dépressions/ornières	Présence de bétail
Érosion/cavités au niveau de la rive	Activité humaine (creusage, etc.) – autorisée ou non
Fendillement translationnel ou longitudinal	
Éléments fluviaux (avec conséquences potentielles négatives pour les digues)	Éléments côtiers
Voies	Parois maritimes
Déversoirs	Plages
Butées de pont	Épis
Capacité d'acheminement	Dunes
Sinuosité/érosion	Marais salés et salines
Vannes/barrages/barrières	Déversoirs en mer
Structures de navigation (écluses/systèmes de levage, etc.)	Brise-lames offshore
Épis	Quais
Tronçons de mur en béton et autres structures	Éléments de drainage intérieurs (terrestre)
Végétation, (arbres, arbustes, gazon – espèces invasives)	Végétation (arbres, arbustes, gazon – espèces invasives) et dispositifs d'obstruction
Empiètements (structures, franchissements par desserte, etc.)	Empiètements (ordures, débris, structures clandestines, excavations, etc.)

Tronçons de mur en béton et autres structures	Éléments de drainage intérieurs (terrestre)
Jonctions monolithiques	Zones de retenue
Enduits/dispositifs d'imperméabilisation (béton)	Clôtures et portails – sécurité et accessibilité
Invasions d'insectes/attaques fongiques (bois)	Gabions ou autre revêtements des zones d'admission/de rejet
Détérioration des moellons (maçonnerie)	
Tâches (béton) – causées par l'oxydation des barres d'armature	Éléments de conduite, de galerie et de tuyauterie
Dispositifs de fermeture	Surfaces en béton (telles que corps de garde, déversoirs ou dispositifs d'admission)
Puits de secours/base des drains	Fondation des structures en béton
Alvéolage	Jonctions monolithiques
Tirants de coffrage et plaques	Conduites, galeries et tuyaux – fréquence des inspections
Fendillement	Conduites, galeries et tuyaux – notation d'état
Instabilité massique – glissement rotationnel ou translationnel	Vannes/glissoires hydrauliques – élément essentiel
Tassement/soulèvement	Clapets/valves à clapet/vannes à manchon
Protection contre l'érosion	Grilles à débris (non mécaniques)
Remblai	Autres éléments métalliques
Terriers d'animaux	Tuyaux d'admission et de déversement de station de pompage
Points de transition	Conduites des services publics – pressurisées (réglementées et non réglementées)
Réparations	
Activité humaine (creusage, etc.) – autorisée ou non	

Un certain nombre d'attributs, généralement définis pour la performance de ces éléments, sont énumérés ci-dessous par ordre d'importance :

1. les **éléments** doivent pouvoir être reliés à au moins un mode de défaillance, de même qu'à la performance de la digue. L'objectif essentiel de l'inspection visuelle de la performance est de contrôler les éléments au niveau desquels d'éventuels problèmes de performance peuvent être décelés. L'inspection n'est pas nécessaire si l'aspect visuel n'est pas susceptible de livrer d'indication quant à la performance de la digue ;
2. leur performance doit pouvoir être déterminée **visuellement** : l'état de l'élément à inspecter doit pouvoir être facilement évaluable au moyen d'une inspection visuelle. De nombreux modèles de performance, par exemple, possèdent des paramètres géotechniques qu'il n'est pas possible de constater visuellement. L'évaluation visuelle requiert la présence d'un élément visible à la surface d'une digue qui ait un rapport direct ou indirect avec un paramètre d'un processus d'analyse de mode de défaillance ;
3. leur performance doit être **mesurable** : outre la possibilité d'un repérage visuel, l'état de l'élément doit pouvoir être appréciable visuellement. Un nombre suffisant d'indicateurs visuels doivent être corrélés à l'élément de performance, de sorte qu'un éventail de valeurs d'état puisse être attribué à l'élément en question ;
4. les éléments, idéalement, doivent être **mutuellement exclusifs** : il ne doit exister aucun risque de confondre la performance d'un élément avec celle d'un autre. Cette exigence peut cependant être assouplie, dans une certaine mesure, afin de satisfaire aux attributs plus importants des points 1, 2 et 3.

L'évaluation de la performance peut ne concerner qu'un élément d'un système d'endiguement et être répétée, par conséquent, le cas échéant, pour chaque élément ou pour la totalité de la digue. La valeur de performance d'un élément peut être reliée à un ou plusieurs modes de défaillance. Il importe que la performance d'un élément soit associée à un seul mode de défaillance pour la différenciation du mode de défaillance le plus probable, et une note élevée lui sera attribuée quant à son incidence sur le mode de défaillance en question. La catégorie d'éléments relative à la déformation de la structure de

la digue ou à la coupe transversale en constitue une illustration. Des exemples d'éléments associables à la déformation de la coupe transversale d'une portion de digue pourraient être le tassement, les dépressions/ornières, et les conduites/galeries/tuyaux de refoulement. Cf. figures 5.38 et 5.39, qui illustrent la manière dont ces éléments peuvent être reliés à un mode de défaillance d'érosion interne.



Figure 5.38 **Perte de section complète au fond d'une conduite en tôle ondulée**
(source : district de Louisville, USACE)



Figure 5.39 **Dépression au niveau de la crête de digue, directement au-dessus d'une conduite en tôle ondulée détériorée**
(source : district de Louisville, USACE)

La conduite en tôle ondulée d'un important diamètre des figures 5.38 et 5.39 peut être inspectée directement à pied ou à l'aide de matériel vidéo. Des signes de détérioration ou de défaillance d'une conduite peuvent également être observés sous la forme d'affaissements et de fontis au niveau du remblai en terre sous-jacent. Une inspection vidéo permettra de relever des signes de la présence de corrosion, de trous, de blocages, de désalignements et de défaillance de revêtements. L'inspection indirecte procurera des indications de l'occurrence active de défaillances, de la perte de sols du remblai et de sa pénétration dans le tuyau. Une cavité est également susceptible de se former, en l'occurrence, le long de la surface d'un tuyau en tôle ondulée intact et structurellement sain, par conséquent toute observation indirecte doit être suivie d'une analyse plus détaillée, qui devra commencer par une inspection vidéo. L'érosion interne constituerait le mode de défaillance potentiel associé à ces observations.

5.4.2.1 Types et fréquence d'inspection

Les différents pays et organismes, de par le monde, ont recours à une multiplicité de types d'inspections, chacun assorti de ses objectifs propres. La fréquence des inspections varie également d'un pays à l'autre. Les inspections doivent généralement être adaptées à la fois à l'importance de la zone protégée par la digue, à la valeur des terres/infrastructures de celle-ci et au niveau de risque engagé (cf. section 5.1). Différents types d'inspections, par ailleurs, peuvent être conduites dans un même pays. Des inspections régulières et récurrentes doivent permettre de récolter les informations relatives à d'éventuels phénomènes évolutifs, de sorte que des caractéristiques puissent être définies et la nécessité d'une intervention évaluée. Les différents types d'inspections ci-dessous, en fonction du cycle de gestion de la digue, peuvent être conduites. Le type d'inspection dépendra du calendrier et du cadre réglementaire définis par le gestionnaire de digue ou l'autorité de régulation (cf. figure 2.14) :

1. les **inspections initiales** ont pour but d'évaluer et de documenter l'état de l'intégralité de la digue, soit rapidement après sa construction, soit en cas de rénovation pour les besoins d'un programme de régulation, ou si une digue « oubliée » est incorporée à un dispositif de gestion adéquat. Une inspection initiale doit déterminer si le système existant pourra fonctionner de manière satisfaisante sous l'effet d'une charge hydraulique intégrale. La totalité du système d'endiguement doit pouvoir fonctionner lors des inspections initiales afin que l'état de l'intégralité du système d'endiguement puisse être apprécié. Les inspections initiales s'inscrivent habituellement dans le cadre d'une évaluation (initiale) plus large ;

2. les **inspections opérationnelles** sont entreprises par le personnel du gestionnaire de digue. Au cours d'activités E&M routinières, les éléments des déficiences décelées doivent être corrigés dans les meilleurs délais ou une maintenance corrective doit être programmée par le gestionnaire de digue. Une inspection et une analyse supplémentaires seront requises pour les déficiences dont l'évaluation se situe au-delà des compétences des gestionnaires de digue ; les autorités de régulation concernées devront être consultées ;
3. les **inspections de routine** visent la collecte de preuves de la conformité de la digue à des normes minimales acceptables, en matière d'activités E&M, et de niveaux de performance également acceptables. Les inspections de routine sont généralement entreprises sans qu'il soit nécessaire de recourir à du matériel d'inspection spécial ;
4. les **inspections périodiques** sont généralement réalisées par des spécialistes de diverses disciplines d'ingénierie (hydraulique, géotechnique, structurelle, mécanique, électrique, etc.). Une procédure spéciale d'inspection des équipements est requise (vidéosurveillance, systèmes de levage de personnes (plateformes), matériel pour les tests non destructifs, instruments électriques et de vibration, etc.) ;
5. les **inspections préalables à une mise en charge** doivent être entreprises peu de temps avant sa survenue sur une digue donnée, afin de vérifier que l'ensemble des composants fonctionne ;
6. les **inspections durant la mise en charge** sont extrêmement utiles pour la détection des zones de faiblesse susceptibles de provoquer une défaillance future et la mise en œuvre de réparations d'urgence et/ou d'opérations d'évacuation de la population.
7. les **inspections consécutives à la mise en charge** sont d'une importance cruciale pour l'observation des dommages qu'elle pourrait avoir provoqués et pour l'évaluation de la capacité d'une digue à résister à une future mise en charge. Ce type d'inspection est également utilisé pour valider, vérifier et compléter les informations collectées au cours de l'événement hydrométéorologique (particulièrement précieuses dans la mesure où elles sont difficiles à obtenir autrement). Ce type d'inspection peut déclencher la mise en place d'un programme de travaux d'urgence ;
8. les **inspections spéciales** pour modification ou évaluation ou relatives à des éléments de digue spécifiques sont nécessaires si une modification de la conception initiale de la digue est requise ou si un problème spécifique est soulevé.

La section 5.4.2.2 propose des exemples de la manière dont ces inspections sont effectuées dans différents pays, classées selon qu'elles sont réalisées par les gestionnaires de digue ou par les autorités de régulation.

Quels qu'en soient les motifs, toute visite de digue peut être considérée comme une inspection et constitue une opportunité d'observer et de consigner tout élément inhabituel. Une visite de site est par exemple souvent décidée en réponse à un appel téléphonique de l'autorité de régulation ou de l'ingénieur responsable, dans un pays donné, reçu par le propriétaire/gestionnaire local, sollicitant son assistance par rapport à un problème constaté au niveau de la digue. Un exemple d'un tel problème est fourni à l'encadré 5.16.

Encadré 5.16

Toute visite de site de digue peut être considérée comme une inspection

Aux États-Unis, le personnel de l'USACE du district de Fort Worth a effectué une visite du site du système d'endiguement de Dallas, au Texas, en vue d'observer un déplacement du talus de la digue en remblai. Il s'est agi d'une visite de site spéciale visant à relever et à consigner ce désordre spécifique, à déterminer la cause du déplacement du talus, et à définir un mode de défaillance de stabilité du talus. Chaque visite de digue est l'occasion, pour les divers acteurs de la digue, d'en vérifier les caractéristiques spécifiques.

Figure 5.40 **Déplacement du talus d'un système d'endiguement de Dallas, Texas, États-Unis**
(source : USACE, district de Fort Worth)

Il n'existe pas de modèle parfait d'inspection. Les inspections effectuées à sec (en l'absence de toute charge hydraulique) ne fournissent pas à l'inspecteur des informations détaillées sur la manière dont la digue pourrait fonctionner en cas d'exercice d'une charge hydraulique : les infiltrations, par exemple, ne peuvent pas être observées. Il n'est pas possible, inversement, dans le cadre d'inspections conduites pendant une mise en charge, d'observer les caractéristiques de la digue côté eau (pied de la digue, sorties de tuyau de refoulement, etc.). Sur la base des données de performance historiques de la digue et de ses éléments connexes, l'autorité d'inspection devra déterminer l'étendue de l'examen et les types d'inspections requis. Des exemples d'inspections ayant permis d'évaluer l'état d'éléments spécifiques tels que la sortie d'une conduite au cours d'un épisode de basses eaux du fleuve et de l'installation d'un batardeau sont fournis aux figures 5.41 et 5.42.



Figure 5.41 **Inspection d'une sortie de galerie**
(source : USACE, district de Louisville)

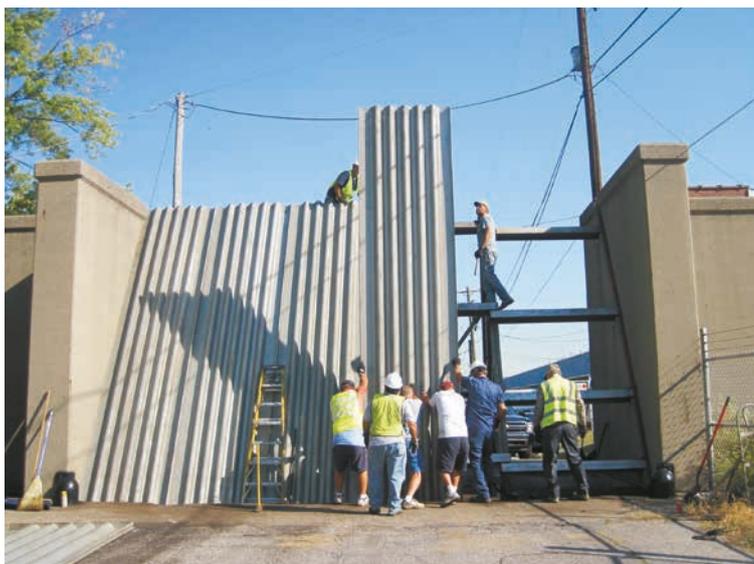


Figure 5.42 **Inspection durant l'installation d'un dispositif de fermeture**
(source : USACE, district de Louisville)

5.4.2.2 *Gestion des digues et inspections par l'autorité de régulation*

La réglementation impose aux organismes de gestion des digues une surveillance continue de l'état et de la sûreté des digues, afin de vérifier qu'elles remplissent correctement leurs fonctions. Pour cela, des évaluations de l'état des digues, qui impliquent la conduite d'inspections, doivent être mises au point et effectuées régulièrement et pour différents niveaux de sollicitation. Les inspections en question peuvent être entreprises par le personnel de gestion des digues ou par des ingénieurs, techniciens et autres spécialistes recrutés pour l'occasion. Les aspects ci-dessous doivent être pris en compte dans la planification des inspections :

- approche par paliers et cycle de vie de la digue (cf. sections 5.2 et 5.3) ;
- méthodes d'inspection générale (cf. sections 5.4.2 à 5.4.4) ;
- présentation de rapports d'inspection aux autorités de régulation et aux responsables/promoteurs locaux des digues (cf. section 5.4.4).

L'autorité de régulation est également chargée d'inspecter l'état général et la sûreté de la digue, de contrôler le travail de l'organisme de gestion, de vérifier les mesures mises en œuvre par celui-ci – afin de s'assurer que le système d'endiguement est géré de manière appropriée –, et de déterminer le comportement de la digue telle que conçue/construite sous l'effet d'une charge hydraulique intégrale. Ces inspections ont pour but de garantir que les digues répondent aux normes admissibles en matière de conception, de construction et de mesures post-E&M. L'approche par paliers et le cycle de vie de la digue doivent être pris en compte dans la planification de ces inspections (cf. section 5.1), et les méthodes d'inspection générale et d'élaboration de rapport (cf. sections 5.4.2 à 5.4.4) doivent être respectées.

Des exemples d'inspections réalisées par les organismes de gestion des digues et par les autorités de régulation de différents pays et à différents stades du cycle de gestion de la digue sont fournis aux encadrés 5.17 à 5.26.

Encadré 5.17

Inspections réalisées par les autorités de la gestion des digues en France

(NB : la réglementation a évolué depuis la rédaction de l'ILH. Si le fond n'a pas évolué, les informations concernant les classes d'ouvrage et les périodicités des inspections ont été modifiées. Il convient de se référer au décret 2015-526 du 12 mai 2015).

- **inspections initiales complètes** : ces inspections, qui s'inscrivent dans le cadre de l'évaluation initiale, sont requises pour se procurer un ensemble de données de base sur la digue. Les données collectées à l'occasion de cette inspection serviront de référence pour de futures inspections, jusqu'à l'inspection complète suivante ;
- **inspections opérationnelles** : elles sont réalisées par les gardiens de la digue ;
- **inspections détaillées** : elles sont conduites par des ingénieurs du personnel du responsable ou par des sous-traitants. La fréquence peut varier entre un et cinq ans en fonction de l'importance de la population dont la protection est assurée ;
- **inspections complètes** : elles concernent notamment les parties dissimulées (sous l'eau et à l'intérieur des conduites). Elles sont effectuées par des ingénieurs du personnel du responsable, spécialistes des disciplines concernées, le cas échéant, ou par des sous-traitants. Elles ont lieu tous les dix ans, et ce uniquement pour les digues des catégories A et B (cf. encadré 5.15). Les données collectées à l'occasion de cette inspection serviront de références pour de futures inspections, jusqu'à l'inspection complète suivante. Elles s'inscrivent dans le cadre des évaluations périodiques de la sûreté ;
- **inspections préalables à la crue** : non obligatoires, ces inspections peuvent s'avérer utiles ;
- **inspections en cours de crue** : ces inspections sont entreprises par le gestionnaire de digue, avec l'aide, éventuellement, des autorités locales et des organismes de gestion de la digue ;
- **inspections postérieures à la crue** : ces inspections obligatoires peuvent constituer une source d'informations intéressantes, ne pouvant être obtenues autrement (celles relatives aux infiltrations et à l'intégrité des systèmes de fermeture par exemple) ;
- **inspections spéciales** : elles s'inscrivent dans le cadre d'évaluations spécifiques initiées en raison d'un événement spécial (accident, séisme, etc.), de travaux programmés ou de tout autre motif spécifique.

Encadré 5.18

Inspections réalisées par le Rijkswaterstaat (gestionnaire de digue) ou par le bureau des eaux aux Pays-Bas**Digues principales et régionales**

Le type et la fréquence de l'inspection dépendent de la catégorie de la digue à inspecter :

- **système d'endiguement principal** : défenses anti-inondation le long du littoral, des fleuves, des principaux lacs, parmi lesquels les barrages et les protections contre les tempêtes ;
- **système d'endiguement régional** : défenses anti-inondation le long des canaux terrestres et des lacs.

Le fonctionnement des défenses anti-inondation principales est régi par l'État (qui fixe les normes et assure la supervision des gestionnaires de digue), et celui des défenses anti-inondation régionales est régi par les provinces.

Les gestionnaires de digues sont soit ceux du bureau des eaux, soit ceux de l'instance de régulation nationale, le Rijkswaterstaat. Le bureau des eaux est responsable des digues principales et des digues régionales (digues, dunes), de leurs structures connexes et de l'organisation des inspections (à l'aide de leur propre personnel ou de sous-traitants). Le Rijkswaterstaat est en charge des barrages majeurs et des barrières de protection contre les tempêtes.

- **Inspection de printemps** (après la saison des crues) : inspection systématique et détaillée, dans le cadre de laquelle sont déterminés l'état réel de la digue après la saison des inondations ainsi que les mesures (de réparation/maintenance) à mettre en œuvre avant la saison des inondations suivantes ;
- **inspection d'été** : inspection des activités de réparation et de maintenance ;
- **inspection d'automne** (avant le début de la saison des crues) : contrôle des activités mises en œuvre et détermination de l'état réel avant le début de la saison des inondations ;
- **inspection quotidienne** : inspection non réglementée réalisée par les membres du bureau des eaux dans le cadre de leurs activités quotidiennes ;
- **inspection en cours d'inondation** : inspection réalisée par les employés de la digue pendant une crue ou une tempête et immédiatement après, afin d'en déterminer l'état réel et les activités de réparation à entreprendre d'urgence ;
- **inspections détaillées périodiques** : évaluation de la sûreté, avec exécution de calculs pour l'ensemble des mécanismes de défaillance, étude des sols, etc., afin de déterminer la résistance réelle des digues aux charges hydrauliques, sur la base de données de caractéristiques actualisées, avec inspection approfondie des digues. La question de la fréquence de ces inspections est actuellement à l'étude. Elle est toutefois de six ans pour les digues du système de protection principal et de cinq à douze ans pour les digues du système de protection régional (avec des inspections plus ou moins continues).

Encadré 5.19

Inspections réalisées par le gestionnaire de digue/promoteur local aux États-Unis

- **inspection opérationnelle** : réalisée par le gestionnaire de digue/promoteur local afin de détecter les éventuels problèmes d'exploitation et de maintenance du projet. La fréquence des inspections est de deux fois par an ;
- **inspection au cours d'une crue** (contrôle de la performance) : réalisée par le gestionnaire de digue/promoteur, en conjonction ou non avec le personnel de l'USACE et, éventuellement, avec le personnel d'autres organismes (promoteur et autorités locales notamment) ;
- **inspection postérieure à la crue** (contrôle de la performance) : réalisée par le gestionnaire de digue/promoteur local, en conjonction ou non avec le personnel de l'USACE. Des informations dont il n'est généralement pas possible de disposer en l'absence de charge peuvent être obtenues au cours de ce type d'inspection, qui consiste notamment à relever des faiblesses telles que des *sand boils* (remontées artésiennes chargées en matériaux) ou des fuites et autres vulnérabilités..

Encadré 5.20

Inspections entreprises par le propriétaire de la digue/l'association en charge de la digue en Allemagne

La supervision et/ou l'organisation, pour les cours d'eau de deuxième ordre (de moindre importance) d'un État fédéral, sont assurées par les autorités locales. Dans certains États fédéraux, des associations spécialement créées pour la gestion des digues sont chargées de l'organisation et du financement de la protection contre les inondations d'origine fluviale.

Inspection des digues fluviales (DWA, 2011) :

- **inspections périodiques régulières** conduites au moins une fois par an par le propriétaire de la digue afin de détecter les éventuels problèmes d'exploitation et de maintenance du projet. Ce type d'inspection a pour but d'assurer la viabilité de la fonction de protection contre les inondations des ouvrages. En ce qui concerne les catégories 1 et 2 (grandes et moyennes digues), la fréquence des inspections est d'une fois par an, généralement au printemps. En ce qui concerne la catégorie 3 (petites digues), la fréquence des inspections des digues peut être d'une fois tous les cinq ans ;
- **inspections postérieures à la crue** (contrôle de la performance) réalisées par le propriétaire de la digue. Ces inspections ont pour but de relever les dommages subis par la digue et de décider des réparations nécessaires, qui ont généralement lieu dans les meilleurs délais ;
- **programme de surveillance** avec instruments de mesure pour les digues de la catégorie 1 (non obligatoire) uniquement et dans des cas particuliers (problèmes spécifiques, infiltrations, affaissement, etc.) ;
- étude/opérations de surveillance de la crête de la digue tous les dix ans ;
- l'ensemble des données techniques collectées au cours de l'inspection et des conclusions de celle-ci doit être consigné sous forme de rapports d'avancement dans le « registre de la digue » (des relevés électroniques des données de digue sont également possibles). Un exemplaire doit être conservé par le propriétaire/opérateur et soumis à l'autorité concernée.

Inspection des digues côtières :

- l'inspection des digues côtières est effectuée deux fois par an par le propriétaire de la digue.

Encadré 5.21

Inspections réalisées par les autorités locales (LA)/les gestionnaires de digue en Écosse

La loi écossaise sur la gestion des risques d'inondation de 2009 impose aux autorités locales de procéder à des évaluations périodiques de l'état des masses d'eau de surface, afin de déterminer si la survenue d'un risque d'inondation est possible. Toute structure artificielle du lit ou des rives d'une masse d'eau – telle qu'une digue – est prise en compte dans l'évaluation, et l'autorité locale est tenue de programmer, le cas échéant, les travaux de réparation qui permettraient une réduction substantielle du risque. Les digues peuvent faire partie d'un dispositif statutaire de la prévention des inondations, auquel cas l'autorité locale est responsable de sa maintenance. Quant aux digues construites par d'autres agents, principalement des exploitants agricoles riverains, pour leurs propres besoins, l'essentiel de la responsabilité de leur maintenance leur revient.

- **inspection de routine** de la masse d'eau par l'inspecteur LA (et non par un ingénieur) (la fréquence, d'au moins une fois tous les six ans, déterminée en fonction du risque et en vertu d'un plan de gestion des risques inondation, peut être hebdomadaire pour les enjeux particulièrement sensibles) ;
- **inspection technique** des digues (dispositifs statutaires) par les ingénieurs LA : au moins une fois par an ou selon la fréquence préconisée par le concepteur ;
- **inspection technique** des digues (non statutaire) par les ingénieurs LA : fréquence déterminée en fonction du risque ;
- **inspection spéciale** dans le cadre d'évaluations spécifiques, notamment, décidées en cas de survenue d'un événement spécial – accident, inondation, etc. – ou en raison des conclusions du rapport d'une inspection de routine, de travaux programmés ou de tout autre motif spécifique ;
- **études** visant à vérifier les crêtes de digues : elles sont réalisées environ tous les cinq ans par les ingénieurs LA..

Encadré 5.22

Inspections des digues par les autorités de contrôle en France

- **inspections initiales** : le contrôle des digues par l'État, en France, est relativement récent, et de nombreux systèmes de digues n'ont encore jamais fait l'objet d'aucune inspection. L'autorité en charge du contrôle doit faire en sorte de se procurer, au cours de l'inspection initiale, l'ensemble des informations utiles sur la digue et sa gestion, et vérifier sa sécurité, en s'appuyant sur les connaissances et l'organisation du gestionnaire de digue et sur les résultats de ses propres évaluations ;
- **inspections périodiques** : pour les digues des catégories A, B et C (fréquence comprise entre une fois par an et une fois tous les dix ans) ;
- **inspections en cours de crue** : réalisées par les autorités de contrôle lorsque des problèmes de sécurité sont signalés par les responsables ;
- **inspections postérieures à la crue** : réalisées par les autorités de contrôle lorsque des problèmes de sécurité sont signalés par les responsables ;
- **inspections spéciales** : réalisées par les autorités de contrôle, en particulier si des problèmes de sécurité ont été signalés ou si des modifications ont été programmées.

Encadré 5.23

Inspections des digues par les autorités de contrôle aux Pays-Bas

- vérification des rapports de l'ensemble des conclusions des gestionnaires de digues principales et élaboration de rapports au niveau national, à l'attention du Parlement (États) ;
- vérification des rapports des gestionnaires de digues des provinces et présentation des conclusions des rapports aux parlements régionaux (provinces).

Encadré 5.24

Inspections des autorités de contrôle des digues généralement entreprises par les bureaux de district de l'USACE aux États-Unis

- **inspection initiale complète (inspection initiale d'éligibilité, IEI)** : cette inspection est requise afin de compiler les connaissances sur la digue. En tant que composant de l'évaluation initiale, les conclusions de cette inspection serviront de référence pour les futures inspections, jusqu'à l'inspection complète suivante. Au cours de l'inspection initiale, le bureau de district de l'USACE concerné doit faire en sorte de se procurer l'ensemble des données pertinentes sur la digue et sa gestion, et vérifier la sûreté de la digue, sur la base des connaissances et de l'organisation du gestionnaire de digue et du financeur local ;
- **inspection de routine/annuelle (inspection opérationnelle d'éligibilité continue, CEI)** : réalisée par l'USACE. La fréquence des inspections est comprise entre une fois par an et une fois tous les deux ans en fonction de l'aménagement du territoire de la zone protégée par la digue ;
- **inspection périodique (détaillée, multidisciplinaire, de contrôle de la performance – réalisée par l'USACE ou sous-traitée)** : la fréquence des inspections est d'une fois tous les cinq ans. Le gestionnaire de digue/financeur local est tenu de fournir des rapports d'inspection concernant les canalisations ;
- **inspection en cours de crue** : réalisée par les autorités de contrôle/bureau de district de l'USACE uniquement si les gestionnaires de digue/financeurs locaux font état de problèmes de risque pour les vies humaines, les biens et la sécurité ;
- **inspections postérieures à la crue** : réalisées par les autorités de contrôle/bureau de district de l'USACE uniquement si les gestionnaires de digue/financeurs locaux font état de problèmes de risque pour les vies humaines, les biens et la sécurité ;
- **inspections d'évaluation de système d'endiguement (LSE)** : des inspections périodiques des digues sont requises pour déterminer si des populations sont éligibles en matière d'assurance inondation, au regard des principes du National Flood Insurance Program (NFIP). Cette évaluation peut être effectuée par un ingénieur professionnel accrédité ou par une agence responsable de la conception de la digue (USACE), à la demande du financeur local. Selon les directives de l'USACE, cette évaluation d'éligibilité, pour qu'un système d'endiguement demeure dans un état satisfaisant, devra être conduite tous les dix ans ;
- **inspections spéciales** : les autorités de contrôle peuvent entreprendre ce type d'inspections, en particulier si des problèmes de sécurité ont été signalés ou si des modifications ont été programmées. Le gestionnaire de digue peut signaler un problème de sécurité directement ou indirectement, par la présentation de rapports sur un type d'évaluation ou un autre ;
- **livraison de projet/inspection finale** : inspection post-construction visant la production de données de référence pour le projet, conduite en fin de construction (une fois seulement) par l'USACE.

Encadré 5.25

Inspections des autorités de contrôle des digues réalisées par l'autorité de supervision de chaque État fédéral d'Allemagne

En ce qui concerne les cours d'eau littoraux de premier ordre (les cours d'eau importants), la protection contre les inondations est supervisée et/ou organisée par les autorités de l'État fédéral.

Inspection des digues fluviales (DWA, 2011) :

- inspection annuelle de l'autorité de supervision visant à analyser les résultats d'évaluation des projets, afin de garantir la surveillance de la sûreté des ouvrages de protection contre les inondations. Le propriétaire de la digue accompagnera généralement l'autorité de supervision. La fréquence des inspections est d'une fois par an.

Encadré 5.26

Inspections réalisées par l'Environment Agency en Angleterre en qualité à la fois de propriétaire/opérateur et d'autorité de régulation

(Veuillez noter que des inspections visuelles de l'ensemble des digues faisant partie intégrante du dispositif de protection des populations contre les inondations dues à la rivière principale et d'origine maritime sont effectuées par l'Environment Agency.)*

- relevés conformes à l'exécution sur les nouvelles digues et les digues améliorées : ils sont ajoutés à ceux des digues existantes dans la base de données nationale au titre de laquelle un programme d'inspections visuelles axé sur les risques est mis en œuvre ;
- inspections opérationnelles de routine des équipes E&M, qui peuvent notamment consister dans des inspections des digues critiques avant, pendant et après l'événement hydrométéorologique ;
- programme d'inspections visuelles détaillées axées sur les risques, dont l'objet est d'évaluer l'ensemble des éléments relatifs aux biens, parmi lesquels les digues, au regard des normes de performance et des critères d'état énoncés dans un manuel d'évaluation d'état. Ces inspections sont réalisées par des inspecteurs accrédités à l'issue d'une formation théorique et pratique aux techniques d'inspection des biens. Elles constituent la base sur laquelle sont réalisés les rapports au gouvernement sur l'état des biens de la nation ;
- inspections et études détaillées s'inscrivant dans le cadre d'un programme proactif ou décidées en réponse à une inspection visuelle ou à un événement hydrométéorologique. Ces inspections et études sont assurées soit en interne, soit par des ingénieurs consultants sur les digues détenues et/ ou entretenues par l'Environment Agency. (Veuillez noter que l'Environment Agency commandera des évaluations plus détaillées de la tierce partie concernée si l'état d'une digue est sujette à caution.) ;
- inspections post-crise et, le cas échéant, investigations détaillées concernant la performance des actifs.

* Rivière principale : terme juridique désignant les cours d'eau susceptibles de présenter un risque inondation significatif. Ils sont signalés comme tels sur les cartes de l'Environment Agency et de son ministère de tutelle.

5.4.3 Gestion des inspections (planification et exécution des programmes de formation et de qualification des inspecteurs)

Une planification et une gestion adéquates sont le gage d'inspections cohérentes, efficaces et exhaustives. Les inspections mal programmées coûtent davantage, nécessitent plus de temps et ne permettent pas de produire des informations qualitatives et cohérentes dans le temps. La formation et les compétences de l'équipe d'inspection sont également primordiales. Plus les conséquences d'une défaillance sont importantes, plus le niveau de formation et d'expérience de l'inspecteur doit être haut.

Avant toute inspection, le propriétaire/gestionnaire de la digue (ou l'organisme en charge de la planification de l'inspection) doit être informé de manière à procéder aux arrangements requis pour une inspection complète, à savoir notamment : entretien, au besoin, de la végétation de la digue, mobilisation du personnel et des équipements nécessaires pour les opérations (échelles, harnais de sécurité, systèmes de levage, dispositifs de contrôle de la circulation, véhicules spéciaux pour le franchissement de la digue, etc.), organisation en fonction des restrictions d'accès (espaces confinés, zones clôturées/verrouillées et/ou niveaux d'eau élevés).

Une formation doit être obligatoirement délivrée au personnel d'exploitation des gestionnaires de digue, qui doit parfaitement maîtriser les méthodes d'exploitation et de maintenance du système d'endiguement telles que décrites dans le manuel E&M. La formation doit permettre au personnel d'acquérir une expérience pratique de l'exploitation et de la maintenance des stations de pompage et des écluses, de l'installation des dispositifs de fermeture, de l'exécution d'essais de résistance d'isolation des moteurs et des câbles électriques, des équipements de distribution d'électricité, de l'exécution ou de la sous-traitance de l'analyse de risque d'arc électrique éclair, et de l'ensemble des autres composants de digue.

Le personnel d'exploitation doit également être formé à relever les problèmes, pendant les périodes de hautes eaux, au cours de l'inspection du système d'endiguement. Une formation pratique à la maintenance de l'état du système d'endiguement et de ses éléments connexes (cf. tableaux 5.5 à 5.7) doit lui être dispensée. Il sera ainsi mieux à même de constater les problèmes, au cours d'une inspection, et à les porter à l'attention du gestionnaire de digue, qui pourra enclencher un type d'inspection plus détaillé ou décider d'autres mesures. Un personnel d'exploitation correctement formé sera en mesure d'assister l'inspecteur de digue dans la conduite d'une évaluation plus précise de l'état de la digue.

Un inspecteur de digue (de l'autorité de régulation) doit également être compétent et correctement formé et disposer des instructions nécessaires, de manière à garantir la précision, la cohérence et la fiabilité des résultats de l'inspection. L'inspecteur devra comprendre les motifs de l'inspection ainsi que la « performance » de la digue et la manière dont celle-ci est susceptible de se détériorer et de faillir. Des formations en salle, à distance, en ligne ou une combinaison de ces différents types de formations peuvent être envisagées pour un inspecteur. La formation des nouveaux inspecteurs doit être assurée conjointement avec un accompagnement en poste par un inspecteur qualifié et expérimenté, condition *sine qua non* pour qu'une inspection conduite par un inspecteur inexpérimenté puisse être validée. Cet accompagnement peut prendre la forme de la production d'un document pour le renforcement et l'élargissement des connaissances acquises au cours de la formation et aux fins d'« auto-apprentissage » de l'inspecteur, qui peut également contenir des références aux autres documents utiles pour l'inspection de digues. Un inspecteur doit également être capable, sur le terrain, de déterminer comment accéder à un tronçon de digue et de le localiser, ce qui implique qu'il ait notamment acquis des techniques de représentation spatiale, de géo-référencement et de lecture de cartes. Des connaissances suffisantes en informatique sont généralement requises, en outre, de manière à pouvoir saisir les données collectées sur un ordinateur portable, un assistant numérique personnel, etc., et télécharger les résultats de l'inspection dans une base de données.

L'encadré 5.27 contient un exemple de méthode de formation du personnel à la conduite d'inspections de leurs systèmes de défense contre les inondations, utilisée en Angleterre et au Pays de Galles.

Encadré 5.27

Formation à l'inspection d'installations par l'Environment Agency en Angleterre et au Pays de Galles

Le personnel amené à participer à l'inspection des ouvrages de défense contre les inondations de l'Environment Agency, en Angleterre et au Pays de Galles, doit être accrédité. Un mentor est désigné pour chaque inspecteur, qui est tenu de suivre une formation et de se soumettre à une évaluation en ligne, suivie d'une période d'inspections avec accompagnement par un pair, puis d'une évaluation sur site par des agents d'accréditation externes. Ce processus a pour but l'acquisition d'une expérience concernant le plus large éventail d'installations possible, parmi lesquelles les défenses linéaires et les structures érigées en des points précis, que ce soit en milieu fluvial, maritime, côtier, rural ou urbain. Les inspecteurs sont par ailleurs formés à l'utilisation de logiciels interactifs d'enregistrement et de transfert des données. Les inspecteurs expérimentés sont tenus de suivre une formation professionnelle continue, afin de demeurer au fait des évolutions en matière d'inspection d'installations de terrain, et de se soumettre à un bilan de compétences, tous les cinq ans, conduit par un agent d'accréditation externe. Les outils de formation et d'accompagnement tels que le manuel d'évaluation ont été étendus, en 2012, afin d'y inclure les ouvrages de protection contre l'érosion côtière pour les inspecteurs employés par les autorités maritimes locales.

5.4.4 Modalités et rapports d'inspection

Les inspections doivent pouvoir être conduites sur la base de procédures prédéfinies pour l'enregistrement des observations de manière standardisée, pour la communication des résultats, et pour la centralisation de la gestion de ces résultats (cf. section 5.6). La figure 5.43 reproduit un logigramme simple (adapté de la figure 5.1) relatif à la consignation des résultats d'une inspection et aux mesures à prendre au besoin.

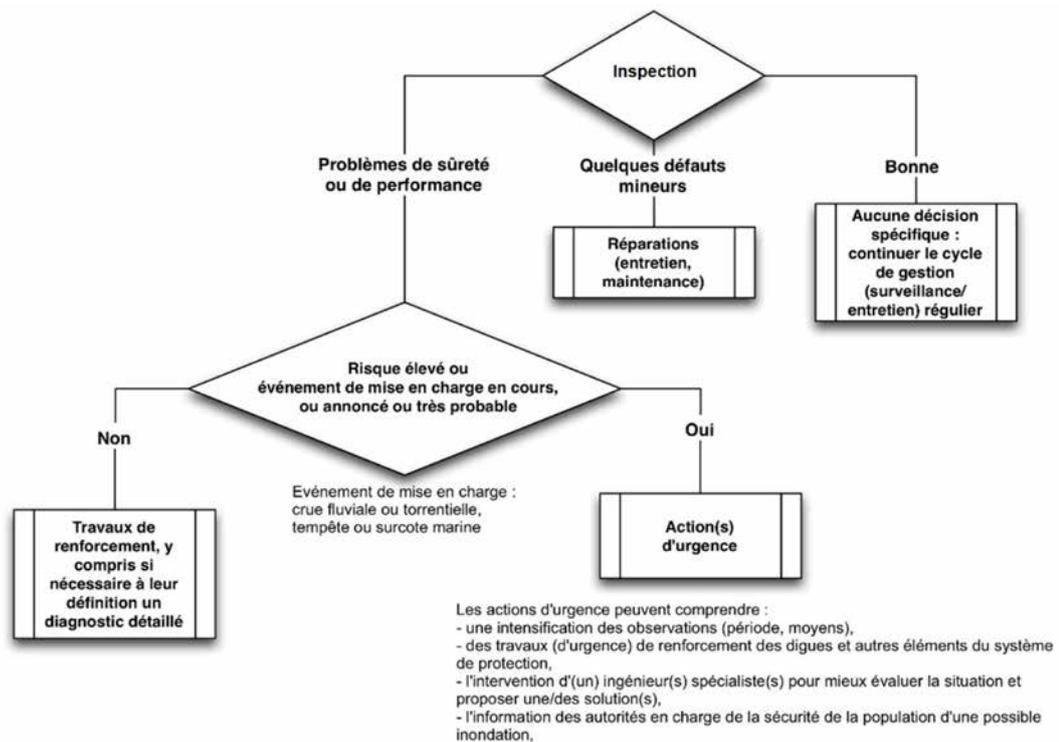


Figure 5.43 Logigramme du suivi des résultats de l'inspection
(source : R. Tourment)

Les inspections consistent généralement en une évaluation de l'état des éléments (cf. tableau 5.5) sur toute la longueur d'un système d'endiguement. La maintenance de la digue, dans le respect des consignes du manuel E&M, est censée garantir son fonctionnement conformément à ce pour quoi elle a été conçue, un postulat cependant erroné au vu de différents facteurs. Une inspection plus poussée et plus exhaustive est par conséquent nécessaire.

Une inspection de routine consiste à évaluer l'état de digues le jour de l'inspection. Une inspection plus poussée et plus exhaustive (telle que l'inspection périodique) consiste à contrôler la performance, ce qui implique une évaluation du système d'endiguement, par une équipe pluridisciplinaire, au niveau de ses composants mécaniques, électriques et structurels et de ses canalisations le long du remblai de la digue, et de la manière dont le système dans son ensemble fonctionnerait en cas d'exercice d'une charge hydraulique au sommet de la structure.

Les autres inspections détaillées concernent notamment l'évaluation de l'état des :

- structures hydrauliques métalliques telles que les portes des dispositifs de fermeture des routes et des voies ferrées ;
- structures de maçonnerie ou de béton des murs de protection contre les inondations ;
- stations de pompage ou corps de garde ;
- écluses ou clapets ;
- pompes et moteurs ;
- galeries/tuyaux d'écoulement.

Ces inspections peuvent être effectuées au moyen de techniques de patrouille à pied, d'outils d'inspection à distance tels que la vidéosurveillance, les systèmes de sonar et de laser et tout autre appareil spécifique (voir l'exemple d'inspection de galeries/tuyaux d'écoulement aux États-Unis décrit à l'encadré 5.28). L'ensemble de ces éléments constitue des composants fondamentaux d'un système d'endiguement. L'examen d'un grand nombre de ces caractéristiques requiert le recours à des dispositifs de prévention des chutes et d'équipements pour les espaces confinés, ainsi qu'à du personnel spécialement formé à la surveillance à même d'assurer la sécurité des inspecteurs.

Les principales raisons et modalités de la conduite des inspections de digue et de la communication de leurs résultats sont les suivantes :

1. les inspections sont conduites dans le but d'assurer une maintenance adéquate et de veiller à l'absence de déficiences risquant d'empêcher un fonctionnement satisfaisant du système d'endiguement pendant une mise en charge ;
2. les inspections seraient vaines sans une documentation suffisante. L'ensemble des données relatives aux caractéristiques des digues requises pour une inspection doivent rester disponibles ;
3. la cohérence des méthodes de documentation d'une inspection à l'autre, en fonction de leur niveau, doit être assurée ;
4. les rapports des inspections, accompagnés d'une lettre, sont à envoyer aux gestionnaires de digues en charge de la maintenance des systèmes de digues et à l'autorité de régulation (cf. sections 5.4.4.2 et 5.6) ;
5. les conclusions d'une inspection déclenchent la prise de mesures en vue de la conduite d'évaluations d'un niveau supérieur – parmi lesquelles les investigations –, de l'installation d'instruments de mesure et de la mise en place d'un dispositif de surveillance (cf. sections 5.2, 5.3 et 5.5) ;
6. l'absence d'inspections peut avoir pour conséquence de ne pas relever des déficiences ou de sous-évaluer leur importance, ce qui peut se traduire par une détérioration progressive du système d'endiguement et, à terme, par sa défaillance ;
7. la non-communication ou documentation des conclusions d'une inspection, de manière détaillée, risque de rendre impossible, par la suite, de déterminer l'origine de la déficience.

Encadré 5.28

Inspection de galerie/tuyaux d'écoulement aux États-Unis

Aux États-Unis, les conduites passant sous ou à travers une digue d'un système d'endiguement géré par l'USACE sont généralement inspectées tous les cinq ans par vidéosurveillance ou lors de patrouilles à pied. Les conduites de moins de 1,2 mètre de diamètre sont inspectées par vidéosurveillance, en même temps que les galeries dans lesquelles il peut être dangereux de pénétrer du fait de la nocivité de l'air à l'intérieur de celles-ci. Les conduites les plus grandes en bon état peuvent être inspectées et photographiées à pied.

De nombreux gestionnaires de digues ou financeurs locaux, aux États-Unis, utilisent les protocoles d'évaluation et de certification des réseaux d'assainissement (PACP) du National Association of Sewer Service Companies (Nassco, 2010). Les protocoles PACP concernent l'inspection et l'évaluation des canalisations, notées 1 pour celles dont l'état est jugé excellent à 5 pour les plus détériorées. Dans le district de Louisville de l'USACE, les notes PACP A (acceptable), M (minimal acceptable) ou U (insatisfaisant) sont entrées dans la liste de contrôle des inspections des ouvrages achevés (ICW) (notation de l'état des éléments au cours d'une inspection de digue), sur la base des résultats d'une évaluation technique, de la vidéosurveillance et des rapports d'inspection vidéo.

D'autres méthodes sont également considérées comme utiles par l'USACE pour l'inspection des canalisations, dont les techniques de nuage de points sonar et laser font partie.

Il existe d'autres types de canalisations, à savoir les conduites des services publics passant en dessous, à travers ou au-dessus des systèmes d'endiguement qui ne contribuent pas au bon fonctionnement desdits systèmes. L'encadré 5.29 fournit un exemple de la manière dont ces conduites sont inspectées aux États-Unis, afin de s'assurer que leur éventuelle détérioration ne nuise pas à la performance du système d'endiguement.

Encadré 5.29

Inspection des tuyaux et conduites des services publics aux États-Unis

Aux États-Unis, les pipelines des services publics détenus par des tiers sont inspectés par leurs propriétaires, tenus de fournir toutes les informations relatives à leur conception, à leur fabrication et à leur exploitation. Les pipelines contenant des matériaux dangereux sont réglementés par le Pipeline and Hazardous Materials Safety Administration (PHMSA). Leurs propriétaires doivent apporter les preuves de leur conformité aux normes réglementaires et de leur identification en tant que zone sujette à de graves conséquences en cas de traversée d'un système d'endiguement.

Les propriétaires de pipelines échappant à la réglementation de la PHMSA doivent identifier l'instance de régulation compétente (ou s'assurer qu'aucune n'existe), et établir un plan de gestion de préservation de l'intégrité du pipeline précisant la manière dont son inspection est assurée.

Ces pipelines font l'objet d'inspections à même les installations (ramonage intelligent), de tests de pression hydrostatique, d'évaluations directes ou d'autres types d'inspection permettant de produire des informations similaires. Ils doivent être soumis à des tests minima tous les cinq ans.

5.4.4.1 Conduite d'une inspection

Les modalités d'une inspection sont généralement les suivantes :

1. inspection à pied sur toute la longueur du système d'endiguement, le cas échéant, en fonction du type d'inspection ;
2. inspection réalisée par au moins deux personnes, aux fins d'exhaustivité et de pertinence des données collectées et de sécurité ;
3. inspection de l'ensemble des composants de digue et enregistrement des données d'état sur un support numérique ou dans des registres papier ;
4. prise de photographies et relevé de coordonnées GPS en rapport avec les problèmes/anomalies constatés ;
5. production d'un rapport de conclusions et communication des résultats au gestionnaire de digue/promoteur local ;
6. archivage des rapports contenant les données relevées au cours de l'inspection, en vue de leur utilisation future (cf. section 5.6).

Exemples de procédures conduites en amont et au cours d'une inspection

La règle est en général, pour la conduite d'une nouvelle inspection, en cas d'historique long de données de digue, de rechercher les modifications survenues depuis l'inspection précédente, en analysant le rapport de cette dernière pour identifier les aspects auxquels une attention particulière devra être accordée au cours de la nouvelle inspection. L'inspecteur peut par exemple vérifier l'observation antérieure d'un pivotement d'une partie d'un mur anti-inondation de 1,3 centimètre par rapport à une partie adjacente. Si cette valeur est demeurée inchangée, l'élément ne doit pas être considéré comme un problème critique. L'inspecteur prend alors note de l'absence d'évolution depuis l'inspection précédente, en n'omettant pas d'interroger le personnel des opérations de la digue sur le travail de maintenance réalisé depuis, afin de déterminer si la digue a subi une crue/tempête et sur les circonstances, le cas échéant, de l'événement.

Ainsi qu'il est dit à la section 5.4.3, pour un programme d'inspection efficace et cohérent, les inspecteurs doivent être formés sur l'ensemble des aspects relatifs à l'état de la digue et des éléments structurels requis pour un fonctionnement correct de celle-ci. Des normes claires et aisément compréhensibles, tant pour les inspecteurs que pour le personnel responsable de la maintenance du système d'endiguement, doivent être utilisées. Des principes directeurs doivent être posés afin de garantir que chaque aspect de la digue a été examiné, et que des notes adéquates et cohérentes ont été attribuées. Les figures 5.44 et 5.45 ont trait au document d'orientation et à la fiche de renseignements contenue dans le document, utilisés pour la consignation des données d'inspection des éléments de digue en Angleterre et au Pays de Galles. La figure 5.46 concerne ce même type de document d'orientation utilisé en France. Aux États-Unis, comme dans certains pays, les inspecteurs de digues utilisent une forme numérisée de liste de contrôle (développée par l'USACE). Les données, dans ce pays, sont saisies directement, au moyen d'une tablette numérique, dans le formulaire de contrôle de la base de données du système d'inspection des digues (Base de données LIS). La figure 5.47 illustre les méthodes et les équipements de consignation des données d'inspection de digue de différents pays. La tendance est actuellement à l'enregistrement numérique des données. Une liste de contrôle constitue une méthode simple visant à assurer la cohérence de la collecte des données requises pour une inspection visuelle des digues, et le respect de procédures de collecte préalablement établies. La liste de contrôle d'une inspection de digue peut revêtir un caractère assez exhaustif et détaillé. Elle impliquera généralement, pour l'inspecteur, d'apporter des réponses à une série de questions préétablies, qui fourniront un socle pour l'évaluation d'état requise. Il s'agit de questions simples auxquelles l'inspecteur répondra par oui ou par non, aux fins de catégorisation, *in situ*, de certaines caractéristiques ou de certains résultats. Cette méthode d'orientation, si elle constitue un moyen adéquat d'assurer la cohérence de l'inspection, est susceptible de nécessiter l'évaluation et la consignation d'une importante quantité de données, augmentant la durée du processus d'inspection.

Il existe un risque que tel ou tel constat de l'inspection ne cadrant pas avec la liste de contrôle soit ignoré. Il convient en tout état de cause de le consigner, d'une manière ou d'une autre. En cas de doute quant à la note à attribuer à un item ou sur l'importance de celui-ci pour la performance de la digue, l'inspecteur doit prendre note de ses conclusions de manière détaillée, les accompagner de photos et,

une fois rentré, soumettre la question pour analyse et évaluation à un ingénieur spécialiste du domaine concerné. Certains éléments peuvent être signalés comme inacceptables par l'inspecteur, sur la base de critères de notation, ne remettant toutefois pas en cause la sûreté de la digue ou ne représentant pas un risque pour la zone protégée par la digue. Ces éléments doivent également être évalués par un ingénieur compétent et faire l'objet d'un examen approprié lors de l'évaluation de la performance globale du système.

Encadré 5.30

Exemple de documents d'orientation utilisés pour l'inspection des digues en Angleterre, au Pays de Galles et en France



Au Royaume-Uni, l'Environment Agency utilise un manuel d'évaluation de l'état d'une digue (Environment Agency, 2006) contenant la signification des différentes grilles de notation et tous les renseignements relatifs à la méthode d'inspection visuelle et aux clichés utilisés pour l'ensemble des défenses anti-inondation, parmi lesquelles les digues.

En France, le manuel de Mériaux et Royet (2007) demeure le seul document d'orientation utilisé par la plupart des organismes de gestion et sociétés d'ingénierie.

Figure 5.44 **Manuel d'évaluation de l'état d'une digue utilisé pour la notation des éléments de digue inspectés en Angleterre et au Pays de Galles**
(source : Environment Agency)

Embankment slopes Condition 2: Good

General: Minor defects that will not reduce overall performance of the asset

Specific description: In reasonable condition. Minor defects. Minor disparate animal burrows (in clay embankment). Stable side slopes well vegetated but may be non-uniform. Evidence of minor overtopping (see insert).

Key features: Light foreign objects present but not contributing to heave or erosion. No crest parallel cracking, no loss of fines. Stone revetment at toe in good condition – only minor movement. Minor pooling of water at toe of outer face but no uplift.

Figure 5.45 **Guide utilisé pour la notation des éléments de digue inspectés en Angleterre et au Pays de Galles**
(source : Environment Agency)

Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires
SURVEILLANCE, ENTRETIEN ET DIAGNOSTIC
DES DIGUES DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS
Patrice Mériaux, Paul Royet et Cyril Foltin

Figure 5.46 **Guide (manuel de Mériaux et Royet, 2007) utilisé pour la notation des éléments de digue inspectés en France**

Encadré 5.30 (suite)

Exemple de documents utilisés pour l'inspection des digues en Angleterre/Pays de Galles et en France

Angleterre et Pays de Galles

Les Pays Bas - "Digispectie"

États-Unis - Système d'inspection des digues (LIS : "Levee Inspection System")

France - Enregistrement manuel des inspections avec équipement GPS

Allemagne - Outil d'inspection de digue sur PC pour le Bas-Rhin

Écosse - Feuille de saisie préformatée - Inspection manuelle des masses d'eau et des digues

Assessment of bodies of Water:		Date:	Assessor:				
Type of body of Water/Element/Asset	Weather Conditions	Grid Reference or Point Reference	Condition/Defect, of body of water /Element/Asset	Clearance or Repair Required or Recommended	Comments	Additional Information	Date of Next Assessment
Écosse - Feuille de saisie préformatée - Inspection manuelle des masses d'eau et des digues							

Figure 5.47 **Méthodes et/ou équipements d'enregistrement numériques utilisés pendant l'inspection des digues**

D'autres types de matériel sont actuellement utilisés pour une collecte et une gestion des données de terrain plus rapides et plus efficaces : c'est le cas des smartphones par exemple. La manière dont cette technologie est utilisée aux États-Unis est décrite à l'encadré 5.31.

Encadré 5.31

Utilisation de smart phones pour la collecte et l'analyse de données de terrain

Les chercheurs du Centre de recherche et de développement de l'USACE (ERDC), à Vicksburg, dans l'État du Massachusetts, ont mis au point une méthode rapide et efficace de collecte et de gestion des données de terrain, à l'aide de l'une des technologies actuellement les plus répandues sur le marché : le smartphone. Les données sont capturées sur le support numérique que constitue le Mobile Information Collection Application (Mica) développé par l'ERDC, ce qui permet d'économiser des heures de remplissage de formulaires et d'entrée de données dans des tableaux. La plupart des smartphones sont équipés d'une caméra et d'un système GPS, de compas, de WiFi et de traitement informatique des données. Le logiciel Mica a été téléchargé en vue de son utilisation à l'occasion des crues qui se sont produites, en 2011, le long du fleuve du Mississippi, afin de faciliter la restitution des données aux bureaux de district de l'USACE, pour aider ses responsables à prendre les décisions nécessaires à la protection de la sécurité des citoyens.



Figure 5.48 Agent de l'USACE utilisant l'application MICA de capture de données de digue lors d'opérations d'urgence
(source : USACE)

Le logigramme constitue l'une des autres méthodes standard d'inspection des digues. Le caractère particulièrement structuré de la procédure de détermination de l'état des éléments analysés, au cours de l'inspection de digue, décrite par le logigramme, garantit une plus grande cohérence que la seule description textuelle caractérisée par l'ambiguïté du langage usuel. Le logigramme permet de rendre compte du processus d'évaluation de l'état dans un seul tableau, l'inspecteur étant en mesure, plus aisément, de se forger un aperçu de ses variations. L'élaboration d'un logigramme constitue cependant un processus plus complexe qu'une description textuelle, et un grand nombre de tests sont nécessaires, avec ce type d'outil, pour repérer toute éventuelle erreur et/ou omission. La formation doit mettre l'accent sur le fait que le logigramme doit faire office de support d'orientation et non se substituer aux connaissances de l'inspecteur, censé user de son propre jugement si la réalité sur le site diffère de la présentation du logigramme. Le logigramme doit offrir le niveau de détail d'évaluation requis sans revêtir un caractère trop complexe. Il ne peut constituer une représentation vraiment adaptée de certains processus, pour lesquels tableaux ou matrices conviendront davantage. Des inspecteurs avisés devraient cependant pouvoir offrir des retours, *via* le logigramme ou la liste de contrôle, sur les procédures susceptibles d'améliorer ces deux techniques.

Une fois l'inspection de digue accomplie, un système de gestion permet d'analyser les résultats de l'inspection et de les catégoriser selon leur criticité pour la fonction du système d'endiguement et pour le risque résiduel d'inondation. Des investigations supplémentaires peuvent s'avérer nécessaires pour des éléments du système d'endiguement jugés « critiques » pour la réduction du risque d'inondation, qui peuvent prendre la forme :

- d'une expertise structurelle ;
- de tests non destructifs ;
- d'autres tests ou mesures de surveillance.

De plus amples informations sont fournies au sujet de ces investigations supplémentaires aux sections 7.7 à 7.9.

Des études, des essais de terrain et/ou de laboratoire ou une analyse d'expert pourront s'avérer nécessaires pour compléter l'inspection visuelle si des problèmes ou des dommages sont relevés. Analystes et ingénieurs/techniciens doivent être compétents dans leur domaine. L'expérience et les compétences requises pour l'emploi de telles techniques varieront en fonction des domaines de spécialisation et des éléments concernés par les études ou inspections à mener. Ces techniques d'investigation supplémentaires sont décrites à la section 7.9.

Le tableau 5.6 constitue une synthèse du système utilisé par les différents pays ou entités d'un pays pour noter un élément (cf. tableau 5.5) observé au cours d'une inspection et déterminer l'état du système d'endiguement dans son ensemble. La compréhension de l'état des digues en rapport avec les différents éléments aidera le gestionnaire/financeur de la digue ou l'autorité de régulation à déterminer la performance probable du système d'endiguement.

Tableau 5.6 Notes utilisées par les différents pays pour l'inspection les éléments (cf. tableau 5.5)

France									
La France ne possède pas de système standard de notation de l'état d'une digue. Les gestionnaires de digues ont recours au système Sirs Digues (cf. section 5.6), auquel est incorporée une échelle de notation :									
0 n'affecte pas la stabilité de la structure et n'est pas susceptible de se modifier.									
1 n'affecte pas la stabilité de la structure mais est susceptible d'évoluer.									
2 peut affecter la stabilité de la structure.									
3 affecte la stabilité de la structure.									
Autres degrés d'état utilisés en France :									
Inexistant	Mauvais		Médiocre		Tolérable		Satisfaisant		
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Pays-Bas					Royaume-Uni				
correct, raisonnable, modéré, mauvais					(1) très satisfaisant, (2) satisfaisant, (3) correct, (4) mauvais, (5) très mauvais				
États-Unis					Allemagne				
acceptable (a), minimal acceptable (m), inacceptable (u)					aucun système de notation n'est actuellement disponible.				
Écosse					Irlande				
L'appréciation d'un spécialiste sur l'état de la digue est sollicitée. Si une inspection de digue par un ingénieur de l'autorité locale (LA) n'a pas révélé de défaillance de la crête, d'affaissement, d'affouillement à la base, la présence de zones de dévégétalisation, la présence d'autres défaillances, de fendillement ou fissure sur le remblai, de terriers d'animaux susceptibles de poser problème, l'état de la digue n'est pas jugé problématique.					très satisfaisant, satisfaisant, correct, mauvais, très mauvais				

Le tableau 5.7 consiste en une liste (non exhaustive) des points pouvant être relevés au cours d'une inspection et des possibles modes de défaillance associés, à comparer aux mécanismes et modes de défaillance du tableau 5.8.

Tableau 5.7 Exemples de points relevés au cours d'une inspection et mécanismes de défaillance connexes

Indicateurs visuels (observations de terrain)	Description (exemples de notation de l'état)	Mécanisme(s) et/ou mode(s) de défaillance connexe(s)	Description des mécanismes
Digue en terre			
Végétation : végétation ligneuse risquant d'affecter les opérations ou l'intégrité de la digue et/ou présence de mauvaises herbes.	<ul style="list-style-type: none"> absence de végétation ligneuse ou de mauvaises herbes ; végétation ligneuse minimale ou mauvaises herbes avec tige d'un diamètre inférieur à 5 cm mesuré à 15,2 cm au-dessus du niveau du sol ; végétation ligneuse importante avec tige d'un diamètre supérieur à 5 cm mesuré à 15,2 cm au-dessus du niveau du sol et/ou mauvaises herbes. 	Cause(s) de l'érosion externe : <ul style="list-style-type: none"> problèmes d'affouillement et d'instabilité Cause(s) de l'érosion interne : <ul style="list-style-type: none"> problèmes d'infiltration 	Un arbre déraciné a provoqué le déplacement d'une masse de sol substantielle, la pente de la digue désormais sans protection se trouvant exposée à l'érosion, ce qui est susceptible, à terme, de conduire à une instabilité de la pente. Des arbres dotés de systèmes de racines invasifs pénètrent le remblai ou la fondation de la digue, favorisant l'infiltration et la formation de cavités dans les matériaux du remblai/de la fondation, provoquant le développement d'un vide, jusqu'à l'effondrement et à l'abaissement de la crête de digue

Indicateurs visuels (observations de terrain)	Description (exemples de notation de l'état)	Mécanisme(s) et/ou mode(s) de défaillance connexe(s)	Description des mécanismes
Gazon (pelouse) de revêtement : végétation peu abondante suffisante pour protéger le sol.	<ul style="list-style-type: none"> revêtement régulier (couverture supérieure à 90 %) sur une section de digue de 152 mètres ; revêtement irrégulier (couverture de 75 % - 90 %) sur une section de digue de 152 mètres ; revêtement de mauvaise qualité/absence de revêtement (couverture inférieure à 75 %) sur une section de digue de 152 mètres. 	Cause(s) de l'érosion externe : <ul style="list-style-type: none"> dépassement ; débordement ; houle ; pression des courants ou des marées contre la surface de la digue. Instabilité du talus	L'absence de gazon (pelouse) de revêtement risque de provoquer l'érosion du talus de la digue du fait de la vitesse des eaux en mouvement aux endroits dépourvus de couverture (pelouse) résistante à l'érosion. L'élimination d'une quantité suffisante de sol de la digue à proximité du pied de la digue risque de provoquer un début d'instabilité de la pente.
Déformations : dépressions et/ou ornières de la crête ou des pentes latérales.	<ul style="list-style-type: none"> présence d'ornières ou de nids-de-poule peu profonds épars mineurs ou d'autres dépressions de ce type au niveau de la crête ou des pentes latérales sans rapport avec le tassement de la digue. Le maintien et les drains de la section transversale de la digue sont satisfaisants ; dépressions peu fréquentes de la crête ou des pentes latérales mais risquant de retenir l'eau et d'affecter l'intégrité de la digue ; dépressions au niveau de la crête ou des pentes latérales risquant de retenir l'eau et d'affecter l'intégrité de la digue. 	Cause(s) de l'érosion externe : <ul style="list-style-type: none"> dépassement ; débordement. Instabilité du talus	Déformations au niveau de la crête posant un risque de dépassement au cours d'événements de montée extrême des niveaux d'eau, et ornières risquant de provoquer une rétention durable de l'eau et une lente détérioration de l'intégrité de la digue, et de favoriser l'instabilité de la pente.
Érosion : élimination de pelouse, de sol ou d'enrochement ayant envahi la zone adjacente aux talus de la digue ou les talus eux-mêmes.	<ul style="list-style-type: none"> absence de zone d'érosion à proximité des pieds de talus de la digue ; érosion mineure à proximité de l'empreinte de la digue ; zones d'érosion à proximité des pieds de talus de la digue affectant la fonction ou l'intégrité de la digue. 	Érosion externe Instabilité du talus	L'érosion continue provoque l'élimination d'une quantité suffisante de sol, favorisant l'instabilité de la pente.
Présence de tout signe d' instabilité du talus de la digue tel qu'escarpement.	<ul style="list-style-type: none"> absence de coulée, de bourbier, de dépressions ou de renflements au niveau du talus de la digue ; problèmes mineurs de stabilité du talus sans risque pour la performance de la digue ; problèmes majeurs de stabilité du talus (glissements profonds, fissures révélatrices d'un déplacement vertical) risquant d'affecter la performance de la digue. 	Instabilité du talus	Instabilité du talus de la digue augmentant la probabilité de défaillance du talus en cas d'exercice de charge hydraulique.
Fissuration de la crête de digue ou des talus.	<ul style="list-style-type: none"> fissures de dessiccation longitudinales transversales mineures sans déplacement vertical le long des fissures ; fissures longitudinales et/ou transversales sans déplacement vertical le long des fissures, sans risque pour l'intégrité de la digue. Absence d'extension continue des fissures via la crête de la digue ; nombreuses fissures longitudinales et transversales risquant d'affecter l'intégrité de la digue. Fissures transversales s'étendant sur toute la largeur de crête de la digue. 	Instabilité du talus Érosion interne	Les fissures de la digue provoquent l'affaiblissement d'un pan de surface via lequel une infiltration d'eau est susceptible de générer une défaillance du talus.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Indicateurs visuels (observations de terrain)	Description (exemples de notation de l'état)	Mécanisme(s) et/ou mode(s) de défaillance connexe(s)	Description des mécanismes
<p>Terriers :</p> <p>trous observés dans des quantités révélatrices d'une colonisation risquant de menacer l'intégrité de la digue.</p>	<ul style="list-style-type: none"> un très faible nombre de terriers a été observé, et le gestionnaire de digue a mis en place un programme de contrôle des terriers ; des terriers ont été constatés qui ne sont toutefois pas considérés comme une menace immédiate d'infiltration ou de déstabilisation du talus. Une amélioration du programme de contrôle des terriers est nécessaire ; d'importants travaux de maintenance sont requis pour reboucher les nombreux terriers existants, et une intervention en urgence sera probablement nécessaire pour empêcher l'inondation de la zone protégée par la digue jusqu'à l'achèvement des travaux de maintenance ; programme de contrôle des terriers inefficace ou inexistant. 	<p>Causes de l'érosion interne :</p> <ul style="list-style-type: none"> effondrement/ abaissement de la crête de digue ; infiltrations. <p>Instabilité du talus</p>	<p>Présence d'un grand nombre de terriers d'animaux risquant d'affecter le remblai de la digue au niveau de plusieurs élévations et de fournir plus d'un point d'entrée ou de sortie <i>via</i> lequel un début d'érosion interne est susceptible de se produire et d'aboutir, à terme, à la défaillance.</p>
<p>Infiltrations actives :</p> <p>absence de réparation des <i>sand boils</i> (remontées artésiennes chargées en matériaux), et présence de zones humides côté terre dues à la formation de retenues d'eau sur la rive et au déplacement des sols.</p>	<ul style="list-style-type: none"> absence de signes de précédentes infiltrations par lesquelles le déplacement de matériaux aurait pu être provoqué. Présence de signes de réparation ou d'atténuation de précédentes infiltrations. Peu voire pas de saturation du talus côté terre ou du pied de la digue ; présence de signes de précédentes infiltrations actives ayant pu transporter de faibles quantités de matériaux de la digue ou de la fondation (zone de <i>sand boils</i> d'une étendue limitée), pente ou pied de la digue côté terre saturés ne dépassant pas 25 % de la hauteur de la digue. Absence de signe d'instabilité ; précédentes infiltrations actives ou signes de telles infiltrations ayant transporté d'importantes quantités de matériaux de la digue et/ou de sa fondation (tels que d'importants <i>sand boils</i> et/ou une large étendue de petits <i>sand boils</i>). Signes de progression d'un phénomène d'érosion interne (gouffres dans la digue, les bermes ou la fondation par exemple). Infiltrations depuis le talus de la digue côté terre avec signes de transport de matériaux. Talus côté terre saturé dépassant 25 % de la hauteur de la digue, avec signes d'instabilité. 	<p>Érosion interne</p> <p>Instabilité du talus</p>	<p>Les infiltrations risquent de provoquer des cavités dans les sols à granularité fine et le développement de vides recouverts susceptibles de progresser jusqu'à la rive depuis le côté terre. L'effondrement des vides recouverts risque d'aboutir, à terme, à une surverse sur la digue.</p>

Indicateurs visuels (observations de terrain)	Description (exemples de notation de l'état)	Mécanisme(s) et/ou mode(s) de défaillance connexe(s)	Description des mécanismes
Composants de digue			
Revêtement, pierres disposées : pierres du système de revêtement manquantes ou déplacées, disposition irrégulière des pierres, présence de végétation ligneuse, disparition de matériau de remblai entre les pierres ou de matériau de filtrage en dessous de celles-ci.	<ul style="list-style-type: none"> état très satisfaisant, aucune pierre, dans l'ensemble, ne manque ou n'a été déplacée. La situation sera jugée plus problématique en cas d'augmentation du nombre de pierres manquantes visuellement observables, du nombre de tiges ligneuses transperçant le revêtement et des quantités de matériau de remblai manquant. 	Érosion externe	Les dommages au revêtement observés risquent de provoquer l'érosion externe du talus côté eau de la digue et de compromettre son intégrité/sa sûreté.
Revêtement, asphalte : discontinuités de la surface, perte de couche superficielle, fissures/fendillement	<ul style="list-style-type: none"> l'absence de dégâts au niveau de la surface et de fissures constitue le signe d'un état satisfaisant de l'installation. Un tassement irrégulier, la présence de fissures et de dégâts sont au contraire révélateurs de son mauvais état. 	Érosion externe	
Blocage ou autres signes de l'insuffisance de capacité des puits de secours ou du pied des systèmes de drain	<ul style="list-style-type: none"> ces systèmes ont fonctionné correctement au cours du dernier événement hydrométéorologique, et aucun déplacement de sédiments n'a été observé. Des tests pneumatiques des puits ont été exécutés au cours des cinq dernières années, et la documentation correspondante est disponible ; absence de dégâts apparents au niveau des systèmes de drainage du pied de la digue ou des puits de secours. Absence de signes de déplacement de sédiments dans les puits ou au niveau des drains de pied, qui fonctionnent toujours. Les données de maintenance sont incomplètes, ce qui n'est toutefois pas censé affecter l'intégrité de la digue ; ces systèmes doivent être réparés ou se sont bouchés. Absence de données de maintenance. Intégrité de la digue menacée. 	Érosion interne	Le dysfonctionnement des puits de secours/des drains du pied de la digue côté terre sont susceptibles de permettre des gradients critiques d'infiltration risquant de se développer et d'aboutir à des infiltrations souterraines et à la défaillance des canalisations.
Parois : déplacement, tassement ou fissurage révélateurs d'un déplacement de la digue.	<ul style="list-style-type: none"> absence de signe de déplacement indiquant un état satisfaisant de l'installation. Fissurage, désalignement ou niveau de crête de la paroi révélateurs d'un mauvais état. 	Instabilité risquant de provoquer, à terme, un phénomène d'érosion externe.	Déplacement de la digue se traduisant par un différentiel local de tassement et de basculement, avec formation d'ouvertures risquant de favoriser les infiltrations et l'érosion externe.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Indicateurs visuels (observations de terrain)	Description (exemples de notation de l'état)	Mécanisme(s) et/ou mode(s) de défaillance connexe(s)	Description des mécanismes
Structures associées aux digues			
<p>Galerie/tuyaux d'évacuation :</p> <p>observation d'une certaine corrosion des tuyaux métalliques et fracturation du béton et des tuyaux en grès. Rechercher les défauts d'alignement, les joints ouverts, les plafonds écrasés, les radiers obstrués, les infiltrations de racines, les infiltrations d'eau à l'extérieur de la conduite au niveau du mur d'extrémité, la perte de revêtement bitumineux.</p>	<ul style="list-style-type: none"> absence de brèche, de trou, de fissure dans la galerie/les tuyaux d'évacuation susceptibles d'entraîner d'importantes fuites d'eau. La conduite d'origine a conservé, pour l'essentiel, sa forme initiale, les joints semblent fermés, le revêtement initial (en asphalte ou galvanisé) est en place ou le chemisage a été rétabli à l'aide de matériau approprié – soit un état général satisfaisant. Ces conditions ont été vérifiées par vidéosurveillance ou inspection visuelle ; présence de trous d'aiguille ou de fissures de corrosion risquant d'entraîner des fuites d'eau en quantité limitée, toutefois la conduite, globalement, demeure structurellement saine et n'est pas menacée d'effondrement. La conduite peut être déformée en certains points sans toutefois, apparemment, approcher l'inversion de courbe. Un nombre limité de joints peuvent s'être ouverts, et un phénomène de perte de sol est susceptible de débiter. Absence de perte de section complète de tuyaux métalliques. Ces conditions ont été vérifiées par vidéosurveillance ou inspection visuelle ; détérioration et/ou importantes fuites constatées au niveau de la conduite. Danger ou début d'effondrement. Perte de 100 % de section de radier du tuyau métallique. 	Érosion interne	Toute ouverture dans un tuyau d'évacuation est susceptible de se traduire par un début d'érosion interne, l'élargissement d'une zone externe de cavités, l'effondrement de la crête et donc le dépassement de la digue.
<p>Empiètements :</p> <p>ordures, détritiques, activités agricoles et structures clandestines, excavations et autres éléments extérieurs au système d'endiguement empiétant sur celui-ci.</p>	<ul style="list-style-type: none"> empiètements minimum autorisés n'affectant pas la fonction de la digue ; empiètements clandestins (absence de permission de l'autorité de régulation) n'entravant ni les opérations E&M ou d'urgence, ni le fonctionnement de la digue ; empiètements clandestins (absence de permission de l'autorité de régulation) risquant d'entraver les opérations E&M et d'urgence ou d'affecter l'intégrité de la digue. 	Érosion interne Instabilité du talus	Certaines parties des empiètements envahissent le sol des fondations, risquant de raccourcir les voies d'infiltration et de compromettre les dispositifs de contrôle des infiltrations existants, d'empêcher l'observation d'infiltrations préjudiciables, de déstabiliser le talus de la digue ou d'entraver les efforts de lutte contre les inondations.
Transitions des digues avec les murs de protection contre les inondations			
Érosion au niveau de la transition entre la digue et le mur de protection contre les inondations	<ul style="list-style-type: none"> le mur de protection contre les inondations est plus haut que la crête de digue. la crête de digue est plus haute que le mur de protection contre les inondations. 	Érosion externe causée par la concentration de surverse ou de franchissement	L'écoulement le long de la digue serait longitudinal jusqu'à trouver une zone de faible hauteur au sommet du système puis se transformerait en un écoulement à débit important concentré dans le sens transversal, causant l'érosion de la digue et le renversement du mur anti-inondation en raison du manque de soutien.

5.4.4.2 Communication des résultats d'inspection

Un rapport d'inspection doit être envoyé aux gestionnaires de digues locaux en charge de la gestion des systèmes de digues, ainsi qu'aux autres agences concernées. La communication des conclusions des inspections est généralement effectuée par lettre à l'attention des destinataires en question accompagnée d'un exemplaire du rapport d'inspection (cf. section 5.6). Des mesures peuvent être prises, en fonction des conclusions d'une inspection, en vue de la conduite d'évaluations d'un niveau supérieur – parmi lesquelles les investigations –, de l'installation d'instruments de mesure et de la mise en place d'un dispositif de surveillance (cf. sections 5.2, 5.3 et 5.5).

Les rapports d'inspection doivent être archivés et accessibles en permanence, en vue de leur consultation ultérieure. Les inspecteurs en charge des inspections de suivi doivent pouvoir accéder aux rapports d'inspection préliminaire et de diagnostic, afin de déterminer quels points en particulier doivent être examinés de près.

Aux États-Unis, une lettre est adressée au gestionnaire de digue local concerné et accompagnée d'un rapport d'inspection revêtant la forme d'une liste de contrôle. Une page dudit rapport d'inspection est présentée à la figure 5.49.

Encadré 5.32
Rapport d'inspection produit aux États-Unis

Les rapports d'inspection des systèmes de digues, aux États-Unis, revêtent la forme d'une liste de contrôle de plusieurs pages. La liste de contrôle comprend les sections des éléments généraux de l'ensemble des ouvrages de contrôle des inondations, des remblais de la digue, des murs de protection contre les inondations en béton, des palplanches, des murs en béton en I, des drains intérieurs, des stations de pompage, et des canaux de système d'atténuation des dommages causés par les inondations. La note acceptable (A), marginal (M) ou inacceptable (U), qui peut être assortie de notes explicatives relatives aux sites concernés ainsi que de recommandations, est attribuée à chaque élément. La liste de contrôle complétée peut être obtenue auprès de l'USACE.

4. Digue en remblai
Pour utilisation durant les inspections initiales, de routine (éligibilité continue) et périodiques des tronçons / systèmes de digues

Objet évalué	Evaluation	Consignes d'évaluation	
4-1 Végétation	A	La largeur de la zone libre de végétation (ZLV) est conforme, mais pas à moins de 5 m des pieds de la digue (ou projet d'intérêt spécifique, si inférieure), au niveau du sol, mesuré depuis le centre du tronc. La ZLV intègre une zone qui s'étend sur 3 m verticalement depuis les talus et pied de digues, dans l'extension latérale de la ZLV. Il n'y a pas ou peu de végétation non herbacée dans la ZLV. Les variations approuvées de végétation sont documentées de manière appropriée et la végétation est maintenue dans les paramètres et limites de variation.	
	M	Il y a un minimum de végétation non herbacée dans la ZLV, consistant en des arbustes ou des arbres. Cette végétation doit être supprimée mais ne menace pas actuellement la maintenance ou le fonctionnement ou l'intégrité de la digue.	
	U	Il y a une végétation ligneuse significative dans la ZLV, qui perturbe l'inspection de la digue ou son fonctionnement ou son intégrité. Cette végétation doit être supprimée. ET / OU Les variations approuvées de végétation ne sont pas documentées de manière appropriée, ou la végétation n'est pas maintenue dans les paramètres et les limites de variation.	
4-2 Surface enherbée (si aucune surface enherbée n'est nécessaire pour la protection contre l'érosion, évaluer cet objet comme N/A. Voir plus bas les autres protections contre l'érosion)	A	Il y a une très bonne couverture (> 90%) herbacée sur tous les linéaires de digues de 160 m. Il y a un minimum de dommages dus au pâturage ou au trafic de véhicules.	
	M	Il y a une bonne couverture herbacée, approximativement 75% à 90%, sur tous les linéaires de digues de 160 m. Le couvert herbacé endommagé résulte du surpâturage, du trafic de véhicules, de problèmes chimiques ou liés à des insectes, de brûlis durant des saisons inappropriées, ou d'autres activités.	
	U	Il y a moins de 75% de couvert herbacé sur tous les linéaires de digues de 160 m.	
	N/A	La fonction de protection est assurée par d'autres moyens.	

Figure 5.49 Page de la liste de contrôle de canal navigable inter-côtier utilisée pour l'inspection des digues relevant du portefeuille de l'USACE, aux États-Unis (source : USACE)

5.5 INVESTIGATIONS, INSTRUMENTATION ET SURVEILLANCE

La présente section consiste en une analyse des modalités d'investigation, d'instrumentation et de surveillance propres aux évaluations de performance de digues. Les informations existantes, l'utilisation des technologies de télédétection, les outils d'évaluation, les listes de méthodes intrusives, de même que différentes techniques d'instrumentation et de généralisation de l'analyse des données de surveillance y sont abordés. Ces différentes techniques d'investigation font l'objet d'une description plus détaillée au chapitre 7, le chapitre 5 précisant toutefois quand et comment elles doivent être utilisées dans le cadre des évaluations de performance de digue.

L'analyse, dans le cadre des investigations, concernera :

- les données dont chaque méthode d'investigation permet l'acquisition ;
- les modes de défaillance se rapportant aux données disponibles ;
- le stade du processus d'évaluation auquel une investigation donnée doit être programmée.

Le principal objectif de l'investigation de digue est d'obtenir des données spécifiques (topographiques, géométriques, hydrauliques, morphologiques, géotechniques/géologiques, etc.) qui puissent être utilisées dans l'évaluation d'état ou de la performance, dans la conception d'un système d'endiguement, ou dans la modification des digues existantes. L'accent est mis, dans ce chapitre, sur les investigations relatives aux digues existantes conduites principalement aux fins d'évaluation. En ce qui concerne les investigations conduites dans le cadre d'évaluations de performance de digue, deux problèmes essentiels se posent par rapport à l'objectif de l'évaluation, selon qu'il s'agit de la première investigation d'un ancien système d'endiguement dont les données, globalement, ne sont pas connues, ou d'une évaluation régulière d'un système correctement géré. Dans le premier cas, un programme d'investigation complet sera mis en œuvre afin d'établir la composition géotechnique de la digue et de sa fondation, alors que dans le deuxième cas, une investigation d'une portée limitée appuiera le travail de vérification de la compatibilité de l'état présent de la digue et de sa fondation (en tenant compte de sa possible évolution) avec la performance escomptée. Les différentes méthodes d'investigation suivies pour les digues existantes sont exposées en détails à la section 7.5.

Ces différents types de données permettent l'évaluation des structures hydrauliques eu égard aux divers modes ou mécanismes de détérioration (*cf.* chapitre 3). Cette évaluation comprend la détection des points faibles susceptibles d'engendrer des dommages internes et externes pour la digue (tels qu'une érosion interne, des problèmes d'hétérogénéité, la formation de cavités et l'apparition de zones de tassement et de fractures), ainsi que leur localisation et leur quantification.

Outre l'évaluation de l'état présent de la digue (*cf.* section 5.3), celle de sa performance future constitue un usage essentiel des conclusions des investigations de digue. L'évaluation de la performance future est principalement réalisée au moyen des données d'évaluation de l'état présent et de modèles de performance, ainsi que par l'appréciation des probables processus de détérioration ou d'endommagement. Les modèles de performance et de détérioration consistent en des représentations approximatives de la réalité effectuées à partir de données historiques et de modèles scientifiques. La prédiction de la performance future passe par la formulation de différentes hypothèses (en matière par exemple de charge sur les installations, de conditions environnementales, d'interférences de tiers). Les méthodes d'élaboration des modèles de prédiction et d'analyse de la performance future sont exposées en détails au chapitre 8.

La surveillance continue des digues par l'installation de matériel de détection électronique et mécanique peut également être employée dans le cadre d'une investigation intrusive. La possibilité d'une surveillance permanente des paramètres et la moindre nécessité d'inspections manuelles par l'inspecteur ou au moyen d'un véhicule constituent les deux principaux avantages de la surveillance continue. Celle-ci permet une évaluation plus précise des modifications dans le temps que la collecte de données opérée dans le cadre d'inspections irrégulières (tous les 12 ou 24 mois par exemple). Elle permet également d'enregistrer les paramètres d'actifs dans des états de charge élevée et faible, qui peuvent s'avérer des données d'une grande importance pour la modélisation de la performance de la digue (*cf.* chapitre 7).

5.5.1 Planification des investigations

Il est important de correctement planifier les programmes d'investigation. Les données d'investigation requises pour les évaluations de performance des digues sont les suivantes :

- données d'élévation topographique détaillées ;
- données morphologiques et géotechniques relatives à la digue ou à la fondation, et données de conditions hydrauliques pour faciliter l'anticipation des conditions de subsurface ;
- données géotechniques/géologiques pour une évaluation supplémentaire des conditions de subsurface et l'élaboration de paramètres d'analyse du mode de défaillance.

L'élaboration d'un registre des données relevées, déterminées ou observées dans le cadre de l'investigation réalisée constitue une dimension nécessaire mais souvent négligée d'une investigation. Les protocoles d'élaboration des données doivent être établis par le pays, l'agence, et/ou le district de contrôle des inondations concernés, de sorte que les données consignées soient disponibles pour de futurs travaux d'investigation et de conception (cf. section 5.6).

La planification de l'investigation doit dans un premier temps consister à déterminer les données requises pour la réalisation des objectifs du projet, puis à définir des méthodes d'investigation appropriées au regard des conditions du site et des exigences de recueil de données du projet. Il importe, dans le choix des outils et des techniques d'une investigation, de déterminer quelles données doivent être recueillies au regard du problème concerné : des données « absolues » ou « relatives », par exemple sont-elles requises, moyennant quel degré de précision (cf. section 7.9) ?

Toute investigation de digue doit débuter par des recherches dont le but est de déterminer les données déjà disponibles et les données requises pour la conduite des analyses nécessaires. Le déficit de connaissances et de documentation relatives à la construction de la digue ou à l'état du remblai et de la fondation constitue une difficulté courante de l'évaluation des digues existantes et des investigations associées. Les investigateurs peuvent avoir besoin de « reconstituer » une documentation conforme à l'exécution, si celle-ci ne peut leur être fournie pour l'évaluation, ce qui implique une investigation et une étude plus poussées que si une telle documentation était disponible.

L'investigation peut s'avérer utile tant pour l'évaluation d'un système d'endiguement dont les caractéristiques sont assez bien connues, aux fins de contrôle de son évolution (de sa détérioration), que pour celle d'un ancien système d'endiguement mal documenté au long historique de modifications ayant abouti à une structure hétérogène (cf. encadré 5.33).

Encadré 5.33 Données historiques de construction de digue par phases

Cette coupe transversale idéalisée représente plusieurs phases de la construction de cette digue réalisée entre 1875 et 1956. La géométrie interne de ses couches inclinées comporte des indications utiles pour ce qui est de la continuité des sols rencontrés au cours de récentes investigations des matériaux effectuées le long de la ligne médiane du remblai.

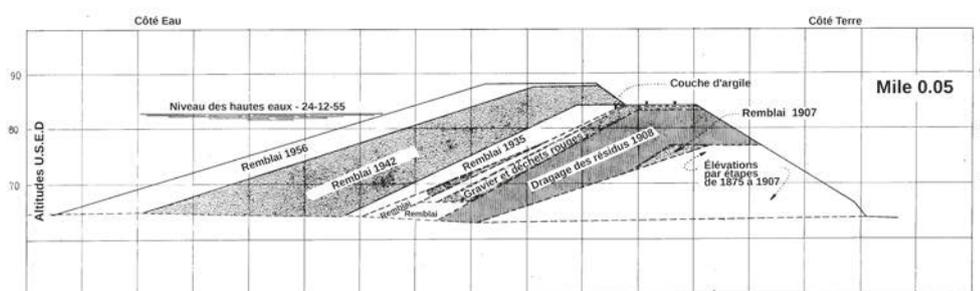


Figure 5.50 Coupe typique de la digue de Marysville, en Californie (URS, 2010a)

Les analyses requises dépendent des incertitudes connues ou suspectées quant à l'état ou à la performance de la structure ou du système de protection contre les inondations. Lesdites incertitudes peuvent avoir été déduites d'inspections visuelles, de données de performance passée ou d'avis

d'experts. Il peut être exigé de combler un « déficit de données », à savoir par exemple qu'un ensemble de données de cotes de crête d'un système d'endiguement peut ne pas être complet ou que la géologie de la fondation de la digue peut ne pas être totalement connue. L'approche dite « par paliers », dont une description plus détaillée est fournie dans la section suivante, est typique des diagnostics de digue.

5.5.1.1 Méthodes de planification des investigations

Il convient de veiller à la cohérence des méthodes d'évaluation de l'état des digues employées par rapport à celles d'évaluations plus générales. Il doit être possible, dans les deux cas, de collecter des données pertinentes pour un diagnostic de digues axé sur les risques. Les méthodes de collecte de données en question vont des inspections visuelles et études à l'aide de techniques simples à des tests et techniques d'échantillonnage complexes, en passant par des méthodes de télédétection. Le tableau 5.8 consiste en un résumé des modes et mécanismes de détérioration ainsi que des programmes de tests et méthodes d'investigation associées.

De nombreux pays ont adopté une approche par phases pour l'évaluation de l'état des digues (cf. également chapitre 2 et section 5.1), du type de celle illustrée par la figure 5.51.

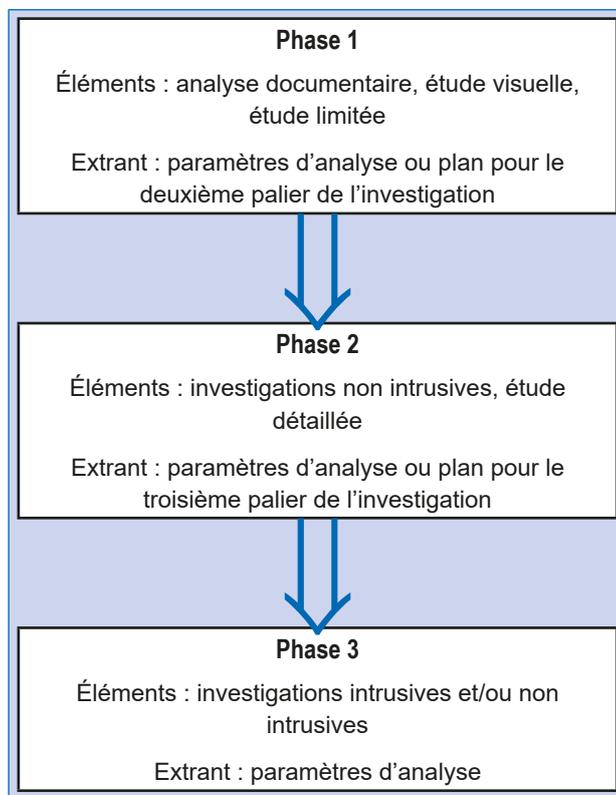


Figure 5.51 Exemple d'approche par phases de diagnostic de digues (source : G Brandner, GEI Consultants, États-Unis)

Phase 1

La première phase de cette approche classique de diagnostic de digue consiste en une analyse documentaire, une inspection visuelle ou la mise en œuvre de méthodes d'étude limitées, dont le but doit être de produire des données de base sur les digues ou les structures de contrôle des inondations, afin d'informer les responsables des faiblesses potentielles et des zones de détérioration ou endommagées (cf. section 7.1). Les données historiques peuvent être déduites d'un large spectre de sources et doivent permettre la planification des investigations supplémentaires requises. La collecte, la compilation et l'interprétation des données historiques contribuent à relever les lacunes et à répertorier les domaines d'incertitude pour lesquels un travail supplémentaire est nécessaire. Il importe également, au cours de cette étape, de détecter et, dans la mesure du possible, de localiser les anciennes brèches ou les

problèmes de performance passés du système d'endiguement mentionnés dans la documentation historique. La performance notée au cours des événements de hautes eaux passés et l'analyse des connaissances disponibles permettent d'anticiper sur les modes de défaillance, de déterminer, éventuellement, les types de données sur lesquels se focaliser ou la densité de données requise pour l'analyse de digue, et de prédire la future performance.

L'étude documentaire débute par la recherche des informations disponibles : données topographiques, pédologiques, cartes géologiques, anciennes cartes de lit fluvial et photos aériennes. Des données pertinentes sur la construction de la zone existante doivent être obtenues : données de conception, de construction et de performance, données relatives aux services collectifs, aux autoroutes, aux voies ferrées, et aux structures hydrauliques. L'accès aux rapports de forage doit être assuré. Des informations doivent également être recueillies auprès des agences fédérales/étatiques/locales ainsi que des organismes locaux et privés. Les données visuelles pouvant être collectées sur le terrain ou au moyen de la prise de clichés aériens contribueront à l'étude bibliographique, dont le but sera de définir l'état initial (état zéro) de la digue. Le chapitre 7.1 a trait aux moyens et méthodes de collecte de ces données. Une interprétation correcte des données historiques peut fournir un instantané de la performance du système d'endiguement et de ses composants. L'emploi de données historiques se traduit également par des économies financières, en évitant la duplication des efforts et en créant la base sur laquelle de futurs travaux exploratoires pourront être conduits. La recherche documentaire et l'inspection visuelle peuvent conclure à l'insuffisance des données relatives à la géométrie, la topographie ou la géologie de la digue et à la nécessité d'entreprendre des investigations de terrain spécifiques supplémentaires.

Phase 2

La deuxième phase d'une investigation « non intrusive » a pour but une évaluation approfondie du potentiel d'endommagement ou de détérioration des digues établi au cours de la première phase, en vue d'« enclencher » des travaux d'analyse ou de réparation supplémentaires. L'investigation de la deuxième phase requiert généralement certains investissements et efforts pour le recueil de nouvelles données telles que des données géophysiques, l'actualisation des clichés aériens, la réalisation de cartes morphologiques ou la conduite d'études topographiques.

Une fois établi quelles données sont requises, la manière de les obtenir doit être déterminée. Il existe de nombreuses méthodes de collecte de données sur les digues, dont une présentation succincte est effectuée ici et une description plus détaillée est fournie à la section 7.9.5. Des techniques, souvent qualifiées de « tests non destructifs » (TND), ainsi que des méthodes telles que l'inspection visuelle, l'analyse géophysique ou la télédétection, sont employées dans le cadre de la deuxième étape. Les investigations non intrusives consistent dans un premier temps à définir la méthode à employer en fonction du problème à étudier sur la digue. Les techniques non intrusives, souvent considérées comme un moyen économique et efficace de collecter des données relatives à l'état de la digue ou de la fondation, peuvent toutefois ne pas revêtir le caractère affiné ou détaillé permis par l'échantillonnage, l'inspection et les tests physiques des matériaux recueillis sur le terrain. Les résultats des investigations non intrusives combinés aux données relatives aux défaillances potentielles associées à une digue donnée permettent de déterminer si l'emploi de techniques non intrusives ou intrusives supplémentaires plus détaillées est nécessaire.

Phase 3

La troisième phase de l'investigation (qui verra souvent le recours à des techniques « intrusives » et « non intrusives ») sert à s'assurer qu'une compréhension approfondie de l'état et du niveau de performance de la digue est acquise.

Les techniques intrusives requises pour cette phase sont souvent appelées « techniques de tests destructifs (TD) ». Les tests destructifs (intrusifs) s'entendent ici de toute technique nécessitant la pénétration ou le retrait de matériau de la digue en vue de son examen ou de son analyse ou de l'installation des instruments de surveillance (cf. figure 5.52).



Figure 5.52 **Investigation destructive, Rhône, France**
(source : R. Tourment, Irstea)

Tableau 5.8 **Synthèse des mécanismes/modes de défaillance et possibles programmes de test et d'échantillonnage**

Mécanisme(s) et/ou mode(s) de défaillance	Test/paramètre	Méthode d'investigation ou d'échantillonnage
<p>Mécanisme : affouillement, dépassement ou débordement</p> <p>Mode de défaillance : érosion</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● géométrie de remblai (section 7.9.1) ● géométrie de canal (section 7.9.2) ● propriétés indicielles (section 7.8.3.1) ● érodabilité (section 7.8.3.6). 	<ul style="list-style-type: none"> ● études terrestres pour la détermination de la géométrie du remblai (section 7.9.1) ● études bathymétriques pour la détermination de la géométrie du canal (section 7.9.2) ● investigations intrusives pour la caractérisation des sols et les tests de laboratoire (section 7.9.6)
<p>Mécanisme : érosion régressive, érosion de concentration (cavités), érosion de contact, dissolution</p> <p>Mode de défaillance : érosion interne</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● géométrie du remblai (section 7.9.1) géométrie du canal (section 7.9.2) ● propriétés indicielles (section 7.8.3.1) ● perméabilité (section 7.8.3.5). 	<ul style="list-style-type: none"> ● études terrestres pour la détermination de la géométrie du remblai (section 7.9.1) ● études bathymétriques pour la détermination de la géométrie du canal (section 7.9.2) ● investigations non intrusives pour la caractérisation des sols et pour la définition des corrélations de paramètre (section 7.9.5) ● investigations intrusives pour la caractérisation des sols, les tests <i>in situ</i>, les tests de laboratoire, et pour la définition des corrélations de paramètre (section 7.9.6)
<p>Mécanisme : glissement peu profond, glissement rotationnel profond, glissement translationnel, consolidation, boursoufflement, tassement, liquéfaction, dépassement de capacité portante</p> <p>Mode de défaillance : instabilité</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● propriétés indicielles (section 7.8.3.1) ● résistance au cisaillement (section 7.8.3.3) ● compressibilité (section 7.8.3.4) ● géométrie du remblai (section 7.9.1) ● géométrie du canal (section 7.9.2) 	<ul style="list-style-type: none"> ● études terrestres pour la détermination de la géométrie du remblai (section 7.9.1) ● études bathymétriques pour la détermination de la géométrie du canal (section 7.9.2) ● investigations non intrusives pour la caractérisation des sols et pour la définition des corrélations de paramètre (section 7.9.5) ● investigations intrusives pour la caractérisation des sols, les tests <i>in situ</i>, les tests de laboratoire, et pour la définition des corrélations de paramètre (section 7.9.6)

5.5.1.2 Outils d'évaluation structurelle

Il est important de procéder à une évaluation précise et détaillée des dimensions structurelles et de l'état de composants structurels plus anciens et non documentés tels que vannes, canalisations et murs de protection contre les inondations en béton armé. Avec le vieillissement des composants structurels métalliques, les peintures protectrices perdent de leur efficacité et la corrosion en résultant risque d'affecter l'intégrité de la structure. La répétition des cycles de charge et de retrait de charge engendre parfois un phénomène de fissuration par fatigue, en particulier au niveau des assemblages dont la conception a manqué de précision et dont la fabrication n'a pas été suffisamment soignée. La protection des tuyaux métalliques en tôle ondulée des canalisations vieillissantes peut s'abîmer et de la rouille risque de se former. En ce qui concerne les canalisations constituées de multiples tronçons de tuyaux en béton préfabriqué ou en grès, le tassement imprévu de la digue peut provoquer la séparation des tuyaux.

Les évaluations structurelles sont communément utilisées pour le relevé de mesures d'un haut niveau de précision par un spécialiste en ingénierie structurelle, un consultant en inspection ou un sous-traitant spécialisé. La vidéosurveillance et le profilage au sonar et au laser constituent des techniques classiques d'évaluation structurelle des tuyaux/conduits. L'état des structures en béton est généralement évalué au moyen d'outils d'évaluation non destructifs tels que des outils d'évaluation de la dureté de surface (Schmidt Hammer), de la résistance à la pénétration (Windsor Probe) et de la vitesse de propagation des ultrasons, ou par le biais de la méthode d'impact-écho. Des outils à ultrasons sont disponibles pour la mesure de l'épaisseur résiduelle du métal et l'évaluation du métal commun et des soudures, aux fins de détection des éventuelles fissures ou autres discontinuités au niveau des éléments ou des structures métalliques. Les appareils portables permettant de produire des valeurs d'épaisseur de métal d'un haut degré de précision – à condition de calibrer fréquemment l'unité au moyen de blocs de métal d'une épaisseur prédéfinie –, sont utilisés depuis de nombreuses années. Ces outils sont moins utiles en cas de forte variabilité et de profonde corrosion de la surface, ou pour l'évaluation de métal moulé. Les appareils à ultrasons à échos multiples employés pour mesurer l'épaisseur de la peinture des métaux peints sont d'utilisation plus récente.

Des appareils à commande de phase à ultrasons et impulsions multiples à usage commercial utilisés pour l'évaluation de l'infrastructure des ponts métalliques sont actuellement développés aux États-Unis. Les capteurs à commande de phase à ultrasons et impulsions multiples permettent de détecter les fissures infimes des soudures complexes, très difficiles à déceler à l'aide de méthodes autres que les tests non destructifs plus conventionnels. La difficulté a en outre jusqu'à récemment résidé dans la taille du matériel de transformation, qui limitait le recours à cette technologie à des applications en usine, et empêchait toute utilisation sur la structure des ponts. Une telle technologie apparaît par ailleurs adaptée à l'évaluation des vannes en acier ou en aluminium structurel.

5.5.2 Instrumentation et surveillance de digue

La conception de nouvelles digues s'appuie sur des données provenant de différents modèles qui permettent de s'assurer que le niveau de performance de la digue est bien celui visé sans risque de défaillance. L'évaluation de la performance des digues existantes peut toutefois être rendue difficile par l'absence ou le nombre limité de données de conception et de construction. Les analyses de risques ou l'observation de la performance des digues lors des crues/tempêtes peuvent permettre de déceler des déficiences potentielles nécessitant une investigation immédiate ou à une échéance donnée. Toutes ces analyses de risques et évaluations de performance peuvent bénéficier de données pouvant être obtenues grâce à tout un éventail d'instrumentation.

La surveillance consiste à répéter et enregistrer des mesures techniques régulières, à une fréquence prédéfinie, effectuées au moyen de l'instrumentation et/ou de certains équipements de mesure installés au niveau de la digue. Les observations visuelles effectuées au cours des inspections, si elles sont répétées et font l'objet de relevés et d'analyses réguliers, peuvent également être considérées comme de la surveillance. Le caractère récurrent des mesures ou des observations motivé par la nécessité d'analyser l'évolution des données relevées constitue la principale différence entre la surveillance et les autres types d'investigation (investigations initiales relatives à la conception ou investigations spécifiques conduites par rapport à un processus d'évaluation donné). L'analyse de l'évolution des données (cf. section 5.5.3) peut donner des indications sur la survenance d'une dégradation et le degré de cette dégradation.

Les informations obtenues grâce à l'instrumentation peuvent s'avérer bénéfiques pour l'ensemble des phases du cycle de vie de la digue, de sa planification et de sa conception à sa construction, en passant par son exploitation, sa maintenance, sa restauration et sa réparation. Les principaux objectifs d'un programme de surveillance de digue, en lien direct avec le processus d'évaluation, sont les suivants :

- assister ou étayer l'évaluation de l'état présent de l'ouvrage ;
- assister l'évaluation de la performance de l'ouvrage et sa capacité à réduire le risque d'inondation ;
- contribuer à vérifier que l'ensemble des fonctions portées par le système de protection contre les inondations est bien satisfait ;
- appuyer la réduction ou l'optimisation des procédures de maintenance.

La surveillance des digues en remblai est assez semblable à l'instrumentation et à la surveillance des barrages qui constituent désormais une pratique courante. Les principaux types de relevés effectués lors de la surveillance sont les suivants :

- relevés visuels ;
- topographie et déplacements ;
- relevés effectués au regard de paramètres hydrauliques (niveaux piézométriques, pressions interstitielles, fuite d'eau et débit des drains).

Les mesures d'autres caractéristiques directement ou indirectement liées aux principaux composants de la digue en matière de comportement structurel ou hydraulique peuvent servir de base pour la surveillance. Les techniques de surveillance concernent l'analyse :

- LiDAR ;
- géophysique ;
- de la température ou du déplacement (par fibre optique) ;
- par télédétection.

Les liens entre observations d'instrumentation et mécanismes de défaillance, ainsi que les modalités d'exploitation des résultats de ces observations aux fins de diagnostic et d'évaluation de la performance, sont décrits au tableau 5.9. Des informations supplémentaires sur l'instrumentation sont fournies à la section 7.9.8.

Tableau 5.9 Instrumentation des observations et mécanismes de défaillance connexes

Type d'instrumentation	Observations/ données	Mécanismes et modes de défaillance connexes	Description du (des) problème (s)
1 Piézomètre Cellule de pression interstitielle	Charge hydraulique totale Pression d'eau interstitielle	Problèmes d'infiltrations susceptibles d'entraîner une défaillance de la stabilité (soulèvement) et/ou de provoquer une érosion interne.	L'augmentation de la pression d'eau interstitielle a pour effet de diminuer la résistance effective aux contraintes et au cisaillement au niveau des plans de rupture. La diminution de la résistance au cisaillement est susceptible de se traduire par un glissement.
2 Étude Tirants d'ancrage Extensomètre Cellules/plaques de tassement Fibre optique (tension)	Perte de revanche due au tassement	Dépassement/débordement	Le tassement à long terme doit être surveillé pour les nouvelles digues afin de confirmer la valeur de tassement prévue qui a été utilisée pour définir le dimensionnement de l'ouvrage.
3 Étude	Déformation	Défaillance du talus/glisement	Les déformations initiales peuvent être constatées par la comparaison des résultats des études.
4 Piézomètre Fibre optique (tension) MEMS (GeoBeads ou application commerciale similaire)	Déformation interne	Défaillance de la pente/glisement	Les déformations internes sont susceptibles de commencer à se produire avant toute manifestation des indicateurs de surface pouvant être notés au cours des inspections.

Type d'instrumentation	Observations/ données	Mécanismes et modes de défaillance connexes	Description du (des) problème (s)
5 Piézomètre Fibre optique (température) MEMS (température)	Hauteur totale Variations de température (diminution)	Infiltrations souterraines/cavités	Les infiltrations souterraines peuvent augmenter les forces hydrostatiques sur le pied côté terre et provoquer une défaillance par soulèvement ou la formation de cavités et un effondrement localisé progressif.
6 Piézomètre Fibre optique (température) MEMS (température)	Charge hydraulique totale Variations de température (diminution)	Infiltrations/cavités	L'érosion interne peut provoquer la formation de cavités et un effondrement localisé progressif.
7 Déversoir encadré Méthode des volumes	Déversement d'eaux d'infiltration	Infiltrations/cavités	Les eaux d'infiltration ou de drainage peuvent être collectées dans un déversoir encadré ou dans un réservoir à contenance fixe aux fins de mesure du débit et de contrôle de la turbidité. Les variations de débit/turbidité peuvent indiquer le développement d'une infiltration.

Tout programme d'instrumentation et de surveillance doit être adapté à la structure, à son comportement prévisible en termes de déformation ou de déplacement, et à l'évolution de son comportement hydraulique (niveaux piézométriques, pressions interstitielles, fuites d'eau et débit de drainage). Les différences entre surveillance de digue et surveillance de barrage résident dans les caractéristiques physiques et conditions hydrauliques des structures. Les digues sont souvent des structures anciennes mal conçues et hétérogènes, rendant généralement difficile la planification de la surveillance. La conception des dispositifs d'instrumentation et de surveillance est plus facile pour les nouvelles digues ou pour les améliorations de digues existantes.

Une autre difficulté de la conception des dispositifs d'instrumentation et de surveillance tient au fait que la fonction de retenue d'eau, pour de nombreuses digues, n'est pas exercée régulièrement, la prédiction de la réaction à la charge en termes de propriétés hydrauliques étant de ce fait malaisée. Le comportement hydraulique des digues en permanence soumises à des charges partielles ou fréquemment soumises à des charges peut être observé régulièrement et faire l'objet de mesures régulières de surveillance et d'analyse.

5.5.3 Analyse des données de surveillance

Les données collectées grâce à l'instrumentation n'ont de valeur qu'interprétées en vertu de méthodes rationnelles d'évaluation de leur signification en termes de performance de la digue. Ces données indicatives de la performance d'une digue doivent être reliées aux contraintes exercées sur la digue (contraintes hydrauliques, houle et autres charges) en conséquence d'un événement donné. Elles doivent également être évaluées et rapprochées des données de performance antérieures ainsi que d'autres types de données, à caractère plus subjectif (tirées d'observations visuelles effectuées au cours d'inspections et d'épisodes de lutte contre les inondations par exemple).

L'analyse des données de surveillance constitue une pratique courante pour les barrages et pour les réservoirs, ce qui n'est pas le cas pour les ouvrages de défense contre les inondations que sont les digues, et ce principalement en raison du fait que la plupart d'entre elles subissent rarement des charges hydrauliques ; ce qui rend difficile, l'établissement d'un lien entre charge et modifications structurelles et l'explication de ses évolutions constatées (Mériaux *et al.*, 2012). Une analyse des données de surveillance de barrage est généralement effectuée en fonction des facteurs suivants : niveau d'eau du réservoir, période de l'année, niveaux de précipitations et, enfin, ancienneté du barrage. Les mêmes facteurs peuvent être pris en compte, dans un premier temps, pour l'analyse des données de surveillance des digues, en particulier les digues sujettes à des variations de niveaux d'eau.

Un premier niveau d'analyse des données de surveillance relativement simple peut consister à les examiner au regard de la période en y associant, le cas échéant, les facteurs contributifs correspondants (les événements par exemple), à l'aide d'un axe des abscisses similaire. La seule existence de

certaines changements structurels, tout d'abord, constitue un indice du risque d'occurrence de tel ou tel phénomène indésirable. Le changement peut être comparé aux états-limites afférents à la digue, qu'ils soient le résultat de la conception (tassement par exemple) ou d'une évaluation précédente. Un deuxième niveau d'analyse consistera à solliciter un avis d'expert pour l'appréciation du changement observé par l'association de l'ensemble des connaissances disponibles relatives à la structure. À un troisième niveau, la modélisation mathématique peut être utilisée aux fins (a) de déterminer le degré de corrélation entre données et facteurs de causalité et (b) éliminer les effets de facteurs tels que le niveau d'eau, la période de l'année et les précipitations, de sorte que (c) d'autres facteurs relatifs à la dimension du changement résiduel des données puissent être relevés.

5.6 GESTION DES CONNAISSANCES ET DES DONNÉES RELATIVES AUX DIGUES

Les données produites au cours du cycle de vie de la digue peuvent et/ou doivent être gérées et/ou utilisées par le gestionnaire de digue/promoteur local et/ou une autorité de régulation, afin d'appuyer la prise de décisions en matière de maintenance, d'inspections, de lutte contre les inondations et de réparations. Ces données peuvent également être exploitées par des agents d'un plus haut niveau d'expertise pour les besoins des évaluations de performance de digue et d'analyse des risques (cf. sections 5.2 et 5.3). Des données, des archives et une documentation correctement gérées et alimentées permettront aux différents intervenants de disposer d'un historique de performance du système d'endiguement concerné. Ce qui les aidera non seulement dans le cadre de futures activités E&M (cf. chapitre 4), mais également en cas d'intervention d'urgence pendant une mise en charge, au cours d'une crue/tempête (cf. chapitre 6), pour l'analyse du risque inondation, pour les évaluations de performance de digue (cf. sections 5.2 et 5.3) et, le cas échéant, dans le cadre de futurs travaux de restauration (cf. chapitre 9). Les données historiques telles que celles contenues dans les documents de conception (cf. chapitres 7 et 8) et les données de construction (cf. chapitre 10) sont également importantes pour comprendre l'état du système d'endiguement conforme à l'exécution. L'archivage des données constitue aussi un impératif au regard des exigences réglementaires et législatives présentes ou à venir.

Les sources, la nature et les types de données en lien avec le cycle de vie d'un système d'endiguement, ainsi que les motifs de la collecte des données, sont exposés au tableau 5.10. Le contenu du tableau ne se veut pas exhaustif, mais un panel des nombreux types de données possibles. Les données de digue peuvent également devenir des données d'entrée d'un système SIG (cf. section 5.6.3).

Tableau 5.10 Source, nature, types de données et leur objet

Source des données	Nature et types de données (renseignements fournis par les données source)		Motifs de la collecte de données (lien entre les données et leur objet)
	Nature des données Comment se procurer ces données ?	Type de données Pourquoi est-il nécessaire de se procurer ces données ?	
Dessins conformes à l'exécution (sections 9.3, 10.1.5)	<ul style="list-style-type: none"> • emplacement des composants de digue • détails de la construction • géométrie structurelle • limites de compétence d'exploitation et de maintenance 	<ul style="list-style-type: none"> • emplacement spatial et étendue de la structure • emplacement relatif des composants • tracé du périmètre des projets • géométrie et configuration de la digue 	<ul style="list-style-type: none"> • étayer les analyses pour la détermination du potentiel de performance du système d'endiguement en cas d'état de charge pendant une crue/tempête.
Agréments (9.2.4)	<ul style="list-style-type: none"> • validation et approbation par les personnes responsables 	<ul style="list-style-type: none"> • registres des informations et mesures approuvées 	<ul style="list-style-type: none"> • enregistrer les données confirmées et approuvées des processus et procédures exécutés.

Source des données	Nature et types de données (renseignements fournis par les données source)		Motifs de la collecte de données (lien entre les données et leur objet)
	Nature des données Comment se procurer ces données ?	Type de données Pourquoi est-il nécessaire de se procurer ces données ?	
Construction (chapitres 9 et 10)	<ul style="list-style-type: none"> modalités/date de construction de digue 	<ul style="list-style-type: none"> dessins de fabrication et spécifications rapports de terrain journaliers 	<ul style="list-style-type: none"> étayer les analyses pour la détermination du potentiel de performance du système d'endiguement en cas d'état de charge pendant une crue/tempête ; comprendre les vulnérabilités du système d'endiguement au regard de la date de construction.
Conception (chapitre 9)	<ul style="list-style-type: none"> intention et but des concepteurs (critères de conception). 	<ul style="list-style-type: none"> calculs notes de service manuels d'exploitation et de maintenance 	<ul style="list-style-type: none"> étayer les analyses pour la détermination du potentiel de performance du système d'endiguement en cas d'état de charge pendant une crue/tempête.
Plans d'urgence inondation (section 6.4)	<ul style="list-style-type: none"> protection civile mesures non structurelles existantes susceptibles de réduire les pertes en vies humaines/le nombre de blessés 	<ul style="list-style-type: none"> plans d'intervention en cas d'inondation plans d'évacuation plans de sécurité 	<ul style="list-style-type: none"> déterminer l'étendue des mesures de réduction des risques.
Données historiques (section 4.1)	<ul style="list-style-type: none"> données relatives à la performance du système au cours d'un événement hydrométéorologique 	<ul style="list-style-type: none"> Charges hydrauliques données spécifiques collectées pendant une crue/tempête photos prises pendant l'événement témoignages oculaires entretiens modifications apportées au système d'endiguement initial 	<ul style="list-style-type: none"> étayer les analyses pour la détermination du potentiel de performance du système d'endiguement en cas d'état de charge pendant un événement hydrométéorologique ; rassembler les informations requises pour la révision des exigences de performance du système.
Rapports d'inspection (section 5.4.4)	<ul style="list-style-type: none"> notation des caractéristiques de digue consignation des défauts de la digue confirmation de l'adéquation des activités E&M 	<ul style="list-style-type: none"> clichés numériques clichés aériens inspection visuelle à même l'installation inspection (numérique) à distance (de tuyau par vidéosurveillance par exemple) 	<ul style="list-style-type: none"> déterminer l'état des composants de digue et prioriser les travaux de réparation/restauration/remplacement.
Instrumentation (section 7.9.9)	<ul style="list-style-type: none"> données d'état géotechnique d'un système d'endiguement en temps réel 	<ul style="list-style-type: none"> transducteurs et piézomètres de pression d'eau interstitielle données d'inclinomètre plaques de tassement valeurs de sismographe autres 	<ul style="list-style-type: none"> poursuivre la surveillance ; étayer les analyses pour la détermination du potentiel de performance du système d'endiguement en cas d'état de charge pendant une crue/tempête.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Source des données	Nature et types de données (renseignements fournis par les données source)		Motifs de la collecte de données (lien entre les données et leur objet)
	Nature des données Comment se procurer ces données ?	Type de données Pourquoi est-il nécessaire de se procurer ces données ?	
Investigations (données brutes et interprétées) topographie (section 7.9.1)	<ul style="list-style-type: none"> topographie (section 7.9.1) 	<ul style="list-style-type: none"> géométrie de la digue périmètre de la zone protégée par la digue géométrie du lit fluvial (bathymétrie notamment) 	<ul style="list-style-type: none"> déterminer l'état des composants de digue et prioriser les travaux de réparation/restauration/remplacement. à utiliser pour les analyses visant à déterminer le potentiel de performance de la digue en cas de charge pendant une crue/tempête.
	<ul style="list-style-type: none"> investigation géotechnique (section 7.8) 	<ul style="list-style-type: none"> géologie – profilage de subsurface type/taille des sédiments perméabilité résistance au cisaillement compressibilité densité stratigraphie données de forage radar pénétrant 	<ul style="list-style-type: none"> à utiliser pour les analyses visant à déterminer le potentiel de performance de la digue en cas de charge pendant une crue/tempête.
	<ul style="list-style-type: none"> hydraulique et hydrologique (sections 7.2 à 7.5) 	<ul style="list-style-type: none"> niveaux historiques de crue/charge de la digue fréquence de crue/charge de la digue run-up précipitations 	<ul style="list-style-type: none"> à utiliser pour les analyses visant à déterminer le potentiel de performance de la digue en cas de charge pendant une crue/tempête. comprendre l'incidence de l'évolution des conditions à l'intérieur du système d'endiguement sur celui-ci et de l'augmentation du run-off.
	<ul style="list-style-type: none"> morpho-dynamique de la rivière ou de la mer, en particulier à proximité de la digue (sections 7.2 à 7.5) 	<ul style="list-style-type: none"> dépôt de sédiments/érosion. 	<ul style="list-style-type: none"> à utiliser pour les analyses visant à déterminer le potentiel de performance de la digue en cas de charge pendant une crue/tempête.
	<ul style="list-style-type: none"> enjeux de la zone protégée par la digue (section 2.1.5.2) 	<ul style="list-style-type: none"> personnes habitations services publics gestion de crise aspects industriels, financiers, économiques pollution agriculture environnement patrimoine (historique, architectural, etc.) routes 	<ul style="list-style-type: none"> estimer la valeur des enjeux de la zone protégée par la digue et justifier la valeur du système d'endiguement. évaluer le potentiel de dommages économiques. évaluer le potentiel de perte de vies humaines. évaluer les autres conséquences potentielles.
	<ul style="list-style-type: none"> changement climatique (section 2.1.4) 	<ul style="list-style-type: none"> caractéristiques des précipitations fréquence des mises en charge niveaux d'eau cycles gel-dégel cycles de périodes humides et sèches 	<ul style="list-style-type: none"> comprendre les évolutions potentielles des facteurs environnementaux affectant la digue.

Source des données	Nature et types de données (renseignements fournis par les données source)		Motifs de la collecte de données (lien entre les données et leur objet)
	Nature des données Comment se procurer ces données ?	Type de données Pourquoi est-il nécessaire de se procurer ces données ?	
Zone protégée par la digue (chapitre 2 et section 5.2)	<ul style="list-style-type: none"> conséquences potentielles des défaillances de digue 	<ul style="list-style-type: none"> données de télédétection type de bien résidentiel et emplacement données démographiques cartes de crue zones environnementales désignées infrastructures critiques biens commerciaux terres agricoles 	<ul style="list-style-type: none"> déterminer et analyser les enjeux concernés par le risque d'inondation.
Manuels d'exploitation et de maintenance (sections 4.1 et 9.3.6)	<ul style="list-style-type: none"> consignes et normes d'entretien du système d'endiguement guide d'exploitation des sondes de mesure directives de gestion de la végétation 	<ul style="list-style-type: none"> cocktails de semences main d'œuvre/ressources pour l'installation des dispositifs de fermeture lubrification des pompes et des dispositifs de fermeture des canalisations tests de résistance résiduelle des dispositifs d'isolation électrique gestion de la végétation exécution des essais des dispositifs de fermeture 	<ul style="list-style-type: none"> évaluer la pertinence des activités d'exploitation et de maintenance pour ce qui est d'assurer un niveau constant de surveillance, de maintenance et de performance.
Résultats de l'évaluation précédente (sections 5.2 et 5.3)	<ul style="list-style-type: none"> analyses de risque et évaluations antérieures pour la détection des éventuelles modifications d'état 	<ul style="list-style-type: none"> données des évaluations précédentes et critères utilisés inspections périodiques précédentes 	<ul style="list-style-type: none"> comprendre la performance de la digue. déterminer les besoins en financement des travaux de réparation/restauration/remplacement. évaluer la pertinence des évaluations et des analyses précédentes.

5.6.1 Données, archives et documentation requises

Il revient au gestionnaire de digue/promoteur local et/ou à l'autorité de régulation de prendre les décisions en matière de maintenance, de modification, d'inspections, de réponse en cas d'inondation et de réparation. L'accès au plus grand nombre possible de données, dans le cadre des processus décisionnels, permet à l'ensemble des parties prenantes de disposer tant d'un historique complet des tendances du système d'endiguement que d'une vision de son potentiel pour l'avenir. En associant les données historiques telles que données conformes à l'exécution ou données de performance en cas d'inondation avec des données plus récentes (rapports d'inspection physiques ou électroniques), les données d'évaluation de performance de digue ou les données de surveillance, les parties prenantes disposent des éléments requis pour la prise de décisions mieux renseignées, la conduite de leurs évaluations de performance de digue, et leurs analyses des risques.

Les trois phases du cycle de vie d'un document sont généralement les suivantes :

1. **enregistrement** : les données sont activement consignées et actualisées en permanence.
2. **consultation** : les données enregistrées doivent pouvoir à tout moment être utilisées comme référence.
3. **archivage** : les données sont stockées non pas en vue d'éventuelles modifications, mais en guise de duplicata en cas de perte de données.

Un système de gestion des données doit être mis en œuvre de manière à ce que l'enregistrement et le stockage d'importantes quantités de données puissent être assurés pendant tout le cycle de vie d'une digue. Ce système doit permettre de stocker tous les types de données et leur assurer un accès facile. Un système classique de gestion des données papier, un système d'archivage informatique ou un système de données intelligent tel que l'hébergement de données géospatiales sur une plateforme numérique SIG peuvent être utilisés. Ces trois systèmes peuvent également être combinés, afin d'offrir davantage d'efficacité au gestionnaire de digue/promoteur local et/ou à l'autorité de régulation.

Il convient de constamment garder à l'esprit l'objectif d'ensemble de l'enregistrement des données. Les données historiques ont vocation à favoriser la compréhension du système d'endiguement et à servir de matériel auquel chacune des parties puisse accéder en cas d'urgence ou de changement de personnel de l'exploitation des digues et/ou de l'autorité de régulation responsable de la digue. Cela peut s'avérer utile s'agissant de déterminer la manière dont les données sont organisées, ainsi que leurs lieu et support de stockage (papier, disque ou serveur).

Il n'existe pas de système unique de protection de l'intégrité des données enregistrées. En cas de destruction de bâtiments, par exemple, l'ensemble des copies des données physiques peut être perdu, un système informatique ou des disques durs peuvent tomber en panne, et un désastre peut également provoquer la destruction de locaux dans lesquels des données numériques seraient stockées. La sauvegarde de l'ensemble des documents en cours d'utilisation ou archivés doit être correctement assurée afin de parer ce risque de perte de données précieuses, tandis que l'ensemble des données permanentes doit être archivé en un lieu séparé et distant.

De nombreuses digues ont été construites bien avant l'avènement des ordinateurs et la plupart des données les concernant figurent sur des supports papier. Un fichier numérique doit être créé à partir des documents papier, qu'il faut scanner afin d'empêcher toute autre perte de données due à l'inévitable détérioration du support papier au fil du temps. Dans l'idéal, des registres accessibles aux multiples membres du personnel sont publiés, ce qui comporte toutefois le risque que des modifications indésirables y soient apportées, ainsi que des risques pour la sécurité. Si la structure de fichier et la méthode de stockage ne sont pas aux normes de l'industrie, un travail supplémentaire sera à effectuer pour favoriser une collaboration bénéfique. L'accessibilité du fichier dans des situations d'urgence constitue un autre point de préoccupation. L'existence d'un support ou lieu de stockage est susceptible de limiter l'accès aux documents nécessaires pendant une situation de crise (un événement hydrométéorologique), ou en cas de panne de réseau ou de courant. Il est par conséquent préconisé, pour les gestionnaires de digue/promoteurs locaux et/ou les autorités de régulation de se doter d'un plan de crise raisonnable pour le cas où se produirait un tel événement.

Seul un nombre limité de membres du personnel devrait être techniquement apte à modifier les fichiers, un accès restreint, en mode lecture, devant être autorisé pour tous les autres membres, ce qui permet au plus grand nombre de les consulter, tout en garantissant la protection de l'intégrité des documents. Il importe également que certains dispositifs d'assurance qualité soient mis en place, afin d'assurer la précision de toute révision des données de digue. La possibilité de révision peut être limitée à un seul type de données ou aux données contenues dans une base de données. Quelles qu'en soient les modalités, ce type de dispositif est indispensable pour limiter les erreurs de données.

5.6.2 Digues et systèmes d'information

Le système d'information des digues doit permettre d'héberger de multiples types de fichiers pouvant être utilisés pour différentes activités de digue. Les rapports de maintenance produits par un système transactionnel utilisé par un gestionnaire de digue/promoteur local, l'analyse des risques exécutée par l'autorité de régulation, les liens vers les rapports écrits, etc., doivent pouvoir y être conservés. Tous les types de fichiers doivent pouvoir être stockés dans un même système d'information. Les encadrés 5.34 et 5.35 concernent les différents types de systèmes d'information utilisés aux États-Unis et en France par les gestionnaires de digue/promoteurs locaux et/ou les autorités de régulation.

L'objectif du système d'information d'une digue est qu'« une seule version de la vérité » soit possible pour tout le système d'endiguement et tous ses composants. Les technologies de l'information sont en constante évolution et les systèmes d'information doivent évoluer de sorte que chaque nouvelle technologie puisse leur être appliquée, mais également que leur fonctionnalité à long terme soit assurée.

Un système de base de données qui permette le repérage des fichiers et le renvoi aux différents types de fichiers tout au long de la progression des documents *via* les étapes successives de leur cycle de vie, du document vivant au document de référence, puis à son archivage, doit être mis en place.

Pour un transfert de données le plus efficace possible, un système d'information doit permettre de :

- gérer les emplacements des fichiers numériques et papier ;
- relier les systèmes transactionnels utilisés par les gestionnaires de digue/promoteurs locaux et/ou les autorités de régulation, pour une génération automatique des ordres de travail de maintenance à destination de leur base de données ;
- transférer les données sur une application SIG (cf. section 5.6.3).

Les systèmes d'information ont vocation, dans l'idéal, à permettre le transfert des informations au plus grand nombre de personnes. Toutefois, un accès illimité à celles-ci ne va pas sans risques pour la sécurité. Le risque de détérioration, de modification intempestive des données ou d'accès indésirable à un système de gestion de digue peut être réduit par l'instauration de plusieurs niveaux d'accès. La mise en place de profils d'utilisateur et de plateformes d'accès pour le grand public constitue une méthode possible de gestion de la participation des utilisateurs. La mise en œuvre d'un programme de suivi des modifications apportées aux documents et de leurs auteurs, afin de réduire les risques de modifications indésirables, constitue également une pratique adéquate.

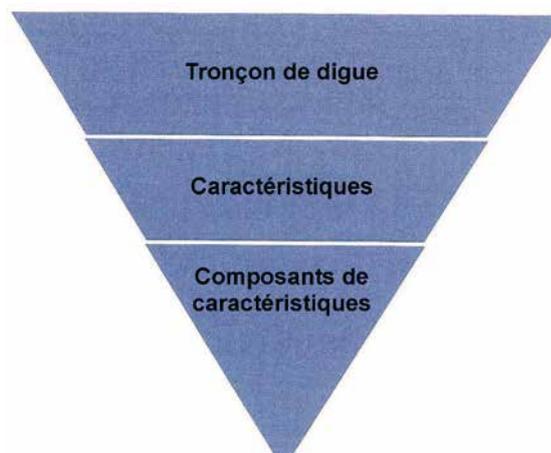
Encadré 5.34

Adaptation de l'approche par paliers à un système de gestion des informations aux États-Unis

Certains gestionnaires de digues/promoteurs locaux, aux États-Unis, ont recours à des systèmes de gestion des informations pour l'exploitation et la maintenance de leurs propres digues, parmi lesquels le système Hansen. Ce système est utilisé par le Metropolitan Sewer district (MSD), l'agence responsable du système d'endiguement de la métropole de Louisville, dans l'État du Kentucky. Il s'agit d'un système de gestion de bases de données par lequel les ordres de travail du gestionnaire de digues/promoteur local au personnel sont automatiquement générés d'après un calendrier de maintenance prédéterminé. La figure 5.53 montre comment le remblai de la digue, en tant que dispositif complexe, est divisé jusqu'à son niveau le plus bas de gestion du travail relatif aux composants d'une caractéristique d'une section de digue. La figure 5.54 montre une capture d'écran du système numérique Hansen.

Types d'activités entreprises sur le **remblai de la digue** et autres composants de dispositifs complexes.

Les niveaux appropriés devant être définis pour le remblai de la digue et les autres dispositifs complexes sont les suivants :



premier niveau = tronçon de digue (station à station, dispositif de fermeture à dispositif de fermeture, dispositif de fermeture à système de pompage, etc.). Les caractéristiques sont la longueur, la hauteur, la largeur, la configuration géotechnique, la couverture, etc. La limite de la section est fixée au niveau d'un élément physique tel qu'un dispositif de fermeture de la route, une station de pompage ou toute autre fonctionnalité ;

deuxième niveau = les caractéristiques sont les voies à usages multiples, la signalétique, les empiétements, le système de drainage de pied, les zones de fauchage, les traversées, les systèmes de pénétration, les portes, etc. ;

troisième niveau = les composants de caractéristiques sont le regard de drainage de pied, le tuyau de drainage en pied, les vannes, etc.

Encadré 5.34 (suite)

Adaptation de l'approche par paliers à un système de gestion des informations aux États-Unis

Figure 5.53 **Système de gestion de digues par paliers – composants de digues**

(source : MSD – promoteur local des digues de la métropole de Louisville, Kentucky)

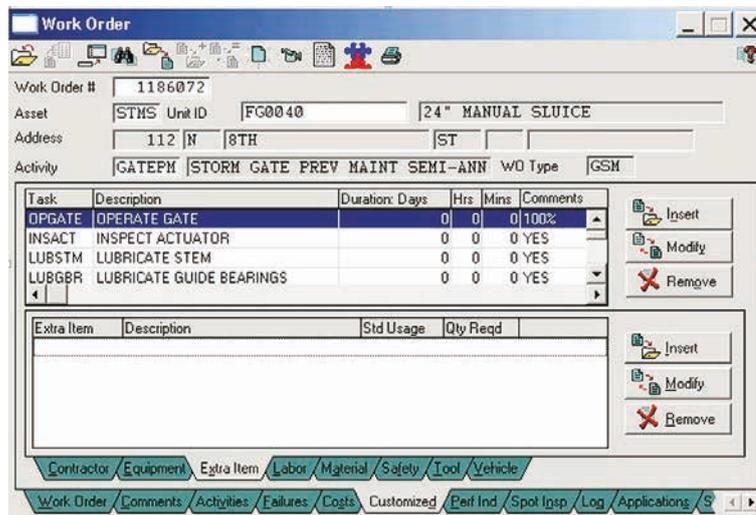


Figure 5.54 **Capture d'écran du système Hansen de gestion des informations**

(source : MSD – promoteur local des digues de la métropole de Louisville, Kentucky)

Encadré 5.35

Système de gestion des informations, France

Une première étude a été réalisée en France, en 1998, en vertu d'une approche structurée – dite de « *diagnostic stratégique* » –, pour l'analyse et la conception des systèmes d'information, par le Centre national du machinisme agricole du génie rural, des eaux et des forêts (Cemagref) [devenu depuis l'Institut de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture (Irstea)]. Elle a consisté à interroger les agents de leurs pratiques et attentes en matière de systèmes d'information. À l'époque de l'étude, le contrôle de la sécurité des digues n'était pas assuré par l'État, la réglementation actuelle prévoyant en revanche l'intervention de certains de ses services. Le tableau 5.11 est une représentation systémique de la gestion et de la planification des activités de plaine inondable endiguée (l'exemple concerne le département de la Loire). Chaque cellule du tableau correspond à des activités de gestion et/ou de planification spécifiques conduites au moyen d'un système d'information distinct, informatisé ou non.

Tableau 5.11 **Représentation systémique d'activités de gestion et de planification dans des plaines inondables endiguées du département de la Loire, France, 1999**

Échelle (acteur)	Gestion et planification des activités de digue et de lit fluvial	Gestion et planification des activités de plaine inondable	Gestion et planification des risques d'inondation
Nationale/régionale (ministère/autorités régionales)	Programmation des travaux de la maintenance	Plan de gestion des risques Priorisation des objectifs de protection	Plan de secours Système d'alerte inondation
Système d'endiguement (gestionnaire de digue)	Gestion de la digue et de la végétation	Plans de zonage (gestion de la politique d'utilisation des sols)	Plan d'inspection de digue en temps réel
Travaux publics (ouvrages de génie civil)	Topographie et inspection visuelle des digues Travaux de maintenance	Gestion des domaines fluviaux publics	Travaux d'urgence au niveau des points faibles de la digue

5.6.3 Gestion des digues par SIG

De nombreuses digues sont constituées de longues structures linéaires pour lesquelles sont disponibles d'importantes quantités de données. Les données descriptives de digues doivent par conséquent être reliées entre elles et accessibles *via* des plateformes de données géographiquement/spatialement référencées. Un système d'information géographique (SIG) constitue un outil de traitement des données spatialement référencées plus puissant que les systèmes d'information conventionnels, les systèmes de conception assistée par ordinateur (CAO) ou les systèmes de cartographie numérique. La possibilité de gérer, combiner et analyser une grande variété de données spatiales, au moyen de fonctionnalités d'analyse topologique et spatiale, représente l'un de ses principaux atouts.

Dans un système SIG, les informations des multiples parties prenantes/acteurs des digues (parmi lesquels le personnel technique, les gestionnaires de digues/promoteurs locaux, le personnel d'intervention d'urgence, les administrations nationales/étatiques/régionales/locales, les gouvernements nationaux et/ou les autorités de régulation nationales, ainsi que divers autres acteurs) peuvent être reliées entre elles, les données pouvant ainsi être aisément collectées et stockées, aux fins de partage de celles-ci. Le fait de pouvoir accéder à ces données *via* un ordinateur portable doté d'une application GPS, par l'exécution d'une fonction de plateforme numérique SIG, permet aux inspecteurs de déterminer rapidement en quel point de la digue ils se trouvent, le composant dont ils effectuent l'inspection, son historique, les mesures prises précédemment en un point donné et de vérifier si un problème relevé s'est récemment matérialisé. Ce système garantissant la précision de la collecte de données peut être utilisé, de manière fiable, par des agents ne possédant aucune connaissance relative à la digue, pour la conduite de toutes sortes d'analyses en rapport avec elle (analyse du risque, de la stabilité de la pente, des infiltrations, etc.). Une plateforme SIG permet de relier l'ensemble des données enregistrées spatialement référencées à tout point de la digue digne d'intérêt.

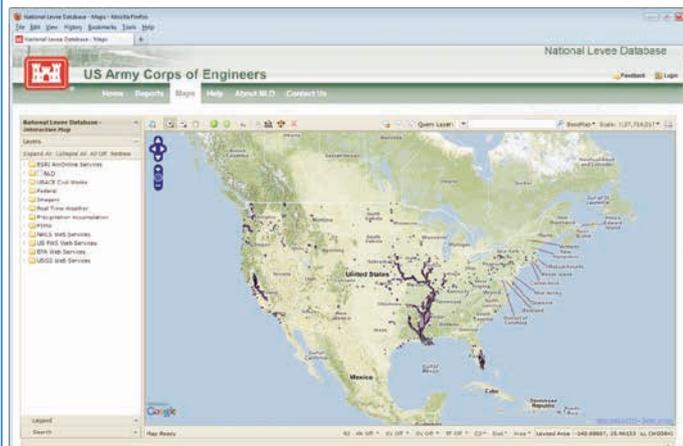
Les systèmes de gestion de digues (SGD) informatisés utilisant la plateforme SIG peuvent prendre en charge des modèles de traitement des données, pour l'analyse du risque d'inondation sous la forme d'analyses comparatives de couches géospaciales. La création d'un SGD pour l'intégration des éléments spatiaux, par lesquels un système de modélisation est alors directement alimenté, permet d'examiner les implications des résultats de l'inspection ou des scénarios de stratégie d'entretien des digues. Des évaluations peuvent ainsi être rapidement entreprises par les gestionnaires de digues/promoteurs locaux et les autorités d'un échelon supérieur. Des prédictions des risques de crue/tempête peuvent être réalisées, et des décisions prises en temps voulu pour alerter les différentes parties d'une zone protégée par une digue, de manière appropriée, de tout risque inhérent à une rupture et/ou une inondation.

Tout système SIG/de base de données SGD doit être doté de fonctionnalités de référencement spatiotemporel permettant de créer, pour l'ensemble des données, tant des points de référence de surface (coordonnées X, Y, Z), que des points de référence linéaires (points de station et distance entre ceux-ci et certains repères ou indicateurs). Il est absolument indispensable de pouvoir suivre l'évolution d'une digue, afin d'établir un diagnostic fiable de sa performance, ce que garantit le système SIG en stockant les informations relatives à l'ensemble des événements survenus sur une digue ou à proximité de celle-ci. Les informations relatives aux événements sont conservées dans la base de données, y compris au-delà de leur terme, le modèle de données permettant l'enregistrement de leur dates de début et de fin. Cet outil offre une protection efficace du capital informationnel.

Il représente une solution au problème traditionnel de l'oubli de situations passées, en particulier en cas de départ d'inspecteurs de digue. Les encadrés 5.36 à 5.39 concernent tous des exemples de pays où les outils SIG/bases de données SGD sont utilisés.

Encadré 5.36

Outil SIG/base de données SGD utilisés au niveau national, États-Unis



Aux États-Unis, la base de données NLD (National Levee Database) a été créée, en 2006, en tant que « base de données de référence sur l'emplacement et l'état des digues de la nation et les conséquences potentielles associées à la présence de ces digues ». Cette base de données géospatiales sur les digues contient 450 attributs, des données sur les entreprises et des fichiers des médias de toutes sortes. La NLD est également utilisée comme moyen de communication des informations concernées de manière transparente, via des services Internet standard, à destination du public/des gestionnaires de digues/des promoteurs locaux et des dirigeants de la nation.

Figure 5.55 Capture d'écran de la NLD de l'USACE, 2013 (source : USACE)

Encadré 5.37

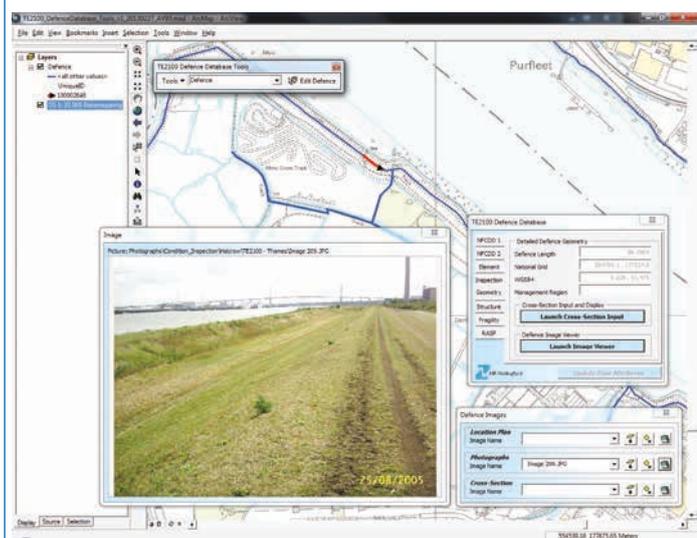
Outil SIG/base de données SGD, État de Californie, États-Unis

L'État de Californie s'est engagé, en 2005, dans le développement d'une base de données géospatiales de l'ensemble des digues fluviaux de l'État. Le projet a été mis en œuvre conjointement avec la Federal Emergency Management Agency (FEMA) et le Department of Water Resources (DWR) de l'USACE, avec l'aide de quelques cabinets de conseil américains. Le cadre pour la base de données de digues du DWR a été défini sur le modèle des outils LIS et NLD respectifs de la FEMA et de l'USACE. Les données ont dû être recueillies, en vue de leur entrée dans la base de données, auprès de l'ensemble des comtés de Californie, la responsabilité des digues étant assumée, selon le cas, par des entités fédérales, étatiques, régionales, municipales ou locales.



Figure 5.56 Capture d'écran de la base de données de digues du DWR, Californie, 2013 (source : T Schweitzer, Atkins Global)

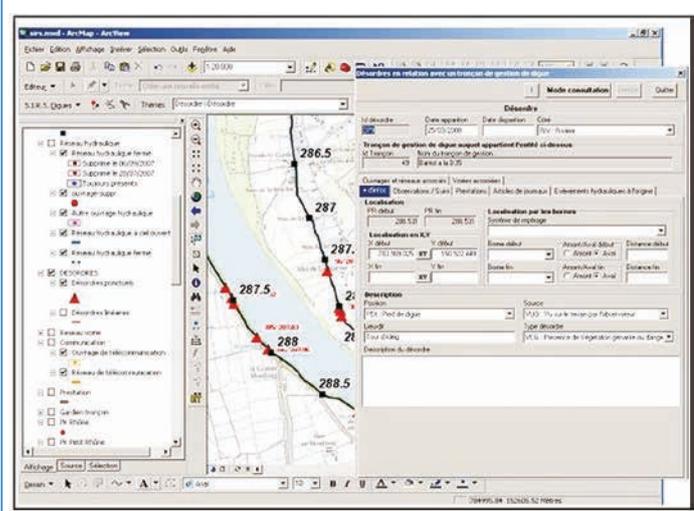
Encadré 5.38
Outil SIG/base de données SGD, Royaume-Uni



La figure 5.57 illustre un exemple tiré de la base de données de l'estuaire de la Tamise 2100 des structures britanniques de défense contre les inondations. Ce système a été conçu avec ArcGIS pour le stockage et le traitement des données en rapport avec les ouvrages de défense fluviaux situés le long de l'estuaire de la Tamise, à Londres. Il a pour but de gérer et de mutualiser les données d'un certain nombre de cabinets de conseil sous-traitants, dont le travail concerne la collecte des données et la modélisation des systèmes de défense. Il utilise des formes et outils personnalisés d'affichage des données hébergées dans une base de données spatiales Esri de Microsoft Access pour ArcGIS et une structure logique de dossiers (de dessins et de photos de coupes transversales).

Figure 5.57 Capture d'écran de la base de données de défense des digues du projet Estuaire de la Tamise 2100 (source : Environment Agency)

Encadré 5.39
Outil SIG/base de données de SGD, France



Le système Sirs Dignes, utilisé en France, constitue un autre exemple de système SIG basé sur SGD. Trois organismes de gestion des digues en charge de plus de mille kilomètres de digues (soit environ 15 % de la longueur totale des digues fluviales françaises) utilisent ce système dans le cadre de leurs activités d'exploitation depuis 2005. Ce système de gestion est rattaché à des fonctionnalités de bases de données extérieures. Les images ou les fichiers AutoCAD stockés à l'extérieur de la base de données Sirs Dignes, par exemple, peuvent être reliés à un objet, afin d'en affiner la description. Une application secondaire a également été développée en tant que modèle indépendant utilisant l'exécution MS Access pour la saisie et la mise à jour des données, en dehors des bureaux, par les inspecteurs des digues par exemple.

Figure 5.58 Capture d'écran du système Sirs Dignes, SIG de SGD développé en France (source : Symadrem)

Le développement d'un SGD avec l'objectif de mettre au point une base de données relationnelle complexe, et avec affichage sur une plateforme SIG, impliquera d'établir une certaine hiérarchie des composants. La collecte d'une importante quantité d'informations, en vue de leur hébergement dans la base de données du système d'information et de leur rattachement à des données géoréférencées, constituera un processus long et fastidieux. Ses avantages, toutefois, compensent de beaucoup l'inconvénient du temps et des efforts consentis.

L'élaboration d'une base de données géospatiales pour la gestion des digues a pour but de procurer aux gestionnaires de digues/promoteurs locaux une vue d'ensemble du système d'endiguement, pour l'évaluation de chacun de ses composants, grâce notamment à la mise au point de modèles de données, afin de les aider dans l'automatisation de l'identification des besoins en maintenance et des problèmes de gestion (végétation et empiétements de propriétés foncières avoisinantes par exemple), le tout facilitant la prise de décisions dans le cadre de la gestion des digues. Une approche peut être la mise au point d'un modèle de données pour lequel la digue fait figure de voie de passage du modèle de type source - transfert - cible (cf. figure 2.2). Les données d'état de la digue et d'inspection, dans un tel système, peuvent alimenter directement des systèmes de modélisation, pour les besoins de l'analyse des implications des résultats de l'inspection ou des scénarios de stratégie d'entretien des digues.

La mise au point d'un modèle de données, pour un tel système, représente une tâche particulièrement fastidieuse et onéreuse, nécessitant l'intervention de différents experts, sur divers thèmes. Elle requiert des connaissances relatives aux données existantes détenues et aux exigences d'intrant pour les tâches de modélisation envisagées. Les modèles de données relatifs à chaque thème, dans un tel système, peuvent être traités séparément une fois convenus les termes de couplage des thèmes en question.

Un exemple de vue d'ensemble de ce type de SGD complexe est présenté à la figure 5.59. La perspective de haut niveau proposée ici traduit la complexité du travail de modélisation des données dans le cadre d'un système de gestion de digue inter-thématique tel que celui basé sur le modèle SPR. Dans la mesure toutefois où le modèle élémentaire que constitue le SGD est censé couvrir une grande partie des composants du système d'endiguement, les avantages d'un développement pour les composants du milieu eau et de la zone protégée apparaissent comme particulièrement tangibles.

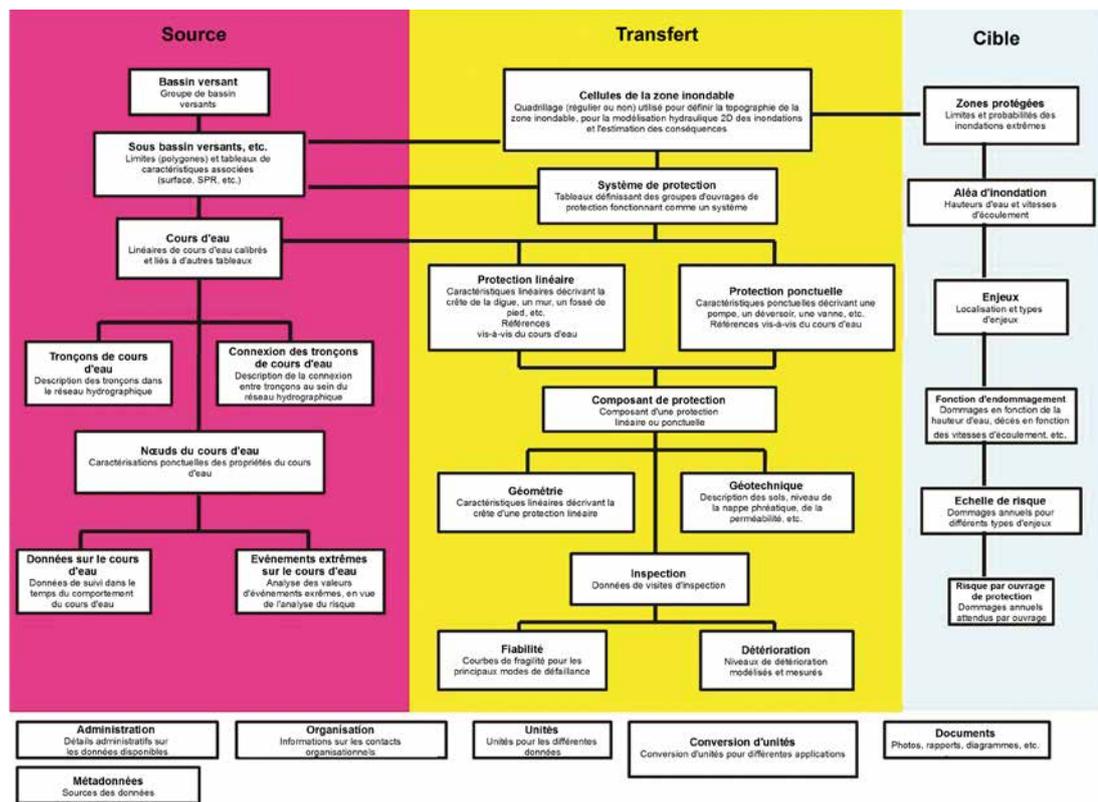


Figure 5.59 **Vue d'ensemble d'un SGD basé sur le modèle source - transfert - cible**
(source : Michael Panzeri, RH Wallingford)

D'autres modèles de données peuvent être élaborés pour assister les gestionnaires de digues/promoteurs locaux et/ou les autorités de régulation, aux fins :

- d'estimation des possibles points de défaillance et des probabilités de défaillance à l'aide de divers scénarios ;
- d'estimation du risque inondation dû à de hauts niveaux de masse d'eau (fluviale ou côtière) extérieurs à la digue ;
- de compréhension des conditions susceptibles de se traduire par l'inondation de la zone protégée par la digue, en raison d'un excès de précipitations à l'intérieur de celle-ci ;
- de repérage des modifications/interventions effectuées par des tiers au système d'endiguement, ainsi que des éventuelles contradictions entre lesdites modifications/interventions ; il peut s'agir de la modification d'élévations du niveau de la crête de digue (décidée en raison d'un tassement ou d'autres changements), d'un alignement de la digue, de son extension ou de son raccourcissement, et/ou de l'ajout de fonctions telles que des dispositifs de fermeture ou des systèmes de drainage ;
- de modélisation des effets de changements structurels ou opérationnels sur les caractéristiques environnementales internes telles que les zones humides et les aires de conservation ;
- de modélisation des effets de l'ajout ou de la suppression de fonctionnalités sur les caractéristiques internes de run-off, de telles modifications étant susceptibles d'affecter les structures de contrôle du run-off ou du pompage.

Un SGD peut également prendre en charge des applications de modélisation du risque d'inondation. Un des principaux composants des modèles de risque inondation concerne les systèmes de défense et la manière dont ils sont susceptibles de fonctionner sous l'effet d'une charge. Le développement d'un SGD, directement compatible avec un modèle de risque inondation, comporte donc d'importants avantages pour le gestionnaire de digues/promoteur local et/ou l'autorité de régulation.

L'évaluation des risques inhérents aux systèmes de digues constitue une fonction phare du modèle de risque, qui permet d'estimer la probabilité de dommages et donc les dommages annuels attendus dans les zones endiguées du fait de l'inondation. Les extraits de ces modèles ont vocation à alimenter les prévisions budgétaires et à aider l'allocation des financements aux régions les plus « à risque » de la plaine inondable.

5.7 BIBLIOGRAPHIE

AKTER T. et SIMONOVIC S. P. (2005) : « Aggregation of fuzzy views of a large number of stakeholders for multi-objective flood management decision-making », *Journal of Environmental Management*, vol. 77, 2, Elsevier BV, pp. 133–143

AURIAU LI. (2013) : *Guidebook for using helicopter-borne LiDAR to contribute to levee diagnostic*, projet FloodProBE de l'Union européenne (UE), WP03-01-12-03, FloodProBE.
www.floodprobe.eu/project-documents.asp

BANA E. COSTA C. A., DA SILVA P. A. et NUNES CORREIA F. (2004) : « Multicriteria evaluation of flood control measures : the case of Ribeira do Livramento », *Water Resources Management*, vol. 18, 21, Kluwer Academic Publishers, Pays-Bas, pp. 263–283

BAROTH J., SCHOEFS F. et BREYSSE D. (2011) : *Fiabilité des ouvrages, sûreté, variabilité, maintenance, sécurité*, Hermes Science Publications/Lavoisier, Paris (ISBN : 978-2-74623-144-3)

BONELLI S. (2003) : « Analyse retard des mesures d'auscultation de barrages », *Revue française de géotechnique*, vol. 105

BONELLI S., RADZICKI K., SZCZESNY J., TOURMENT R. et FELIX H. (2005) : « L'auscultation des barrages en terre : une nécessité », *Ingénieries – EAT*, vol. 41, pp. 13–22

BONELLI S., FÉLIX H. et TOURMENT R. (1998) : « Interprétation des mesures d'auscultation des barrages par régression linéaire multiple 'HST' », *2^e conférence nationale JN-FIAB'98 sur la fiabilité des matériaux et des structures*, Marne la Vallée, 23-24 novembre 1998

- BONELLI S., FÉLIX H., TOURMENT R. et CARLIER D. (1997) : « Auscultation des barrages en terre, modélisation de l'effet pluie » in *EC'97 Vol. II. Matériaux, structures, dynamique, thermique du bâtiment. Comparaison entre résultats expérimentaux et résultats de calculs d'expérimentation et de calcul en génie civil, Strasbourg, 22-23 mai 1997*
- BROUWER R. et VAN EK R. (2004) : « Integrated ecological, economic and social impact assessment of alternative flood control policies in the Netherlands », *Ecological Economics*, vol. 50, 1–2, Elsevier BV, Royaume-Uni, pp. 1–21
- CUR/TAW (1990) : *Probabilistic design of flood defences*, rapport CUR, guide 141/TAW, Centre for Civil Engineering Research and Codes (CUR), Technical Advisory Committee on Water Defences (TAW), Pays-Bas
- DE BRUIJN K. M. (2005) : « Resilience and flood risk management » *Water Policy*, vol. 6, 1, IWA Publishing, Royaume-Uni, pp. 53–66
- DEFRA/Environment Agency (2005) : *Use of joint probability methods in flood management : a guide to best practice*, rapport technique R&D conjoint Defra/Environment Agency, FD2308/TR2, Defra, Royaume-Uni
- COMITÉ DELTA (1961) : *Rapport du comité Delta (en néerlandais), 's-Gravenhage ; 1960–1961*, La Hague : Staatsdrukkerij- en Uitgeverijbedrijf
- DUNNICLIFF J. (1988) : *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*, nouvelle édition, John Wiley & Sons, Royaume-Uni (ISBN : 978-0-47100-546-9)
- DWA (2011) : *Advisory Guideline DWA-M 507-1E Levees built along watercourses – Part 1: Planning, construction and operation*, Association allemande de gestion des eaux, des eaux usées et des déchets (DWA), Bonn, Allemagne (ISBN : 978-3-942964-53-1)
- Environment Agency (2000) : *Review and development of the risk decision box for flood warning*, rapport n° 20, Environment Agency, Bristol
- Environment Agency (2006) : *Condition assessment manual*, 166-03-SD01, Environment Agency, Bristol.
www.ada.org.uk/downloads/other/members_area/ea_cond_ass/eacondassessment.pdf
- Environment Agency (2009) : *PAMS (Performance-based Asset Management System) – Phase 2 Outcome Summary Report*, SC040018/R1, Environment Agency, Bristol (ISBN : 978-1-84911-163-8).
<http://tinyurl.com/l6ngugx>
- GOULDBY B. P., SAYERS P., MULET-MARTI J., HASSAN M. et BENWELL D. (2008) : « A methodology for regional scale flood risk assessment ». In : *Proceedings of the ICE – Water Management*, vol. 161, 3, Institute of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, Royaume-Uni
- GRAHAM W. J. (1999) : *A procedure for estimating loss of life caused by dam failure*, rapport de sûreté de rempart DSO-99-6, ministère américain de l'Intérieur, 1849–1999, États-Unis
www.usbr.gov/ssle/damsafety/Risk/Estimating%20life%20loss.pdf
- HANSEN INFORMATION TECHNOLOGIES (version 7.7) [2010] : Rancho Cordova, Californie, États-Unis.
www.hsntech.com/
- HAWKES P. (2008) « Joint probability analysis for estimation of extremes », *Journal of Hydraulic Research*, vol. 46, Supplement 2, Taylor & Francis Online, Royaume-Uni pp. 246–256
- HSE (1995) *Generic terms and concepts in the assessment and regulation of industrial risks*, Health and Safety Executive, Royaume-Uni

HSE (2001) : *Reducing risks, protecting people, HSE's decision-making process*, HMSO, Royaume-Uni (ISBN : 0-71762-151-0).

www.hse.gov.uk/risk/theory/r2p2.pdf

HR WALLINGFORD (2010) : *Relating asset conditions to flood risk. Development of supporting field based tools and techniques*, rapport TR 179, HR Wallingford, Oxon, Royaume-Uni (ISBN : 0-7176-2151-0).

http://eprints.hrwallingford.co.uk/412/1/HRPP468_Flood_risk_attribution_to_river_defences.pdf

ICOLD (2005) : *Risk assessment in dam safety management : a reconnaissance of benefits, methods and current applications*, Bulletin ICOLD 130: Commission internationale des grands barrages, Paris, France

JANSSEN R., HERWIJNEN M. V. et BEINAT E. (2003) : *Definite - case studies and user manual*. Amsterdam, Vrije Universiteit Amsterdam/IVM.

<http://dspace.uvu.vu.nl/bitstream/handle/1871/10439/f14.pdf?sequence=1>

JONKMAN S. N., VAN GELDER P. H. A. J. M. et VRIJLING J. K. (2002) : « Loss of life models for sea and river floods ». In : *Flood Defence 2002*, Wu et al (éd.), Science Press Ltd, New York, États-Unis (SIBN : 1-88013-254-0)

JONKMAN S. N., VRIJLING J. K. et VROUWENVELDER A. C. W. M. (2008). « Methods for the estimation of loss of life due to floods : a literature review and a proposal for a new method », *Natural Hazards*, 46, 3, Springer Link, Royaume-Uni, pp. 355–389

MÉRIAUX P. et ROYET P. (2007) : *Surveillance, maintenance and diagnosis of flood protection dike, a practical handbook for owners and operators*, éditions Quae, France (ISBN : 978-2-75920-037-5)

MÉRIAUX P., MONIER T., TOURMENT R. et al (2012) : « Flood protection levees monitoring : a concept still to be imagined ». In : *compte rendu de la Conférence CFBR sur la surveillance des barrages et des digues*, Chambéry, France 27-28 novembre

MESSNER F. (2007) : *Evaluating flood damages : guidance and recommendations on principles and methods*, Floodsite Report T09-06-01, FLOODsite Consortium.

www.floodsite.net

MESSNER F. et MEYER V. (2005) : « Part 4 Vulnerability and flood damages. Flood damage, vulnerability and risk perception. Challenges for flood damage research ». In : *Flood risk management. Hazards, vulnerability and mitigation measures*

J. Schanze E. Zemen et J. Marsalek (éd.), NATO Science Series, IV earth and environmental sciences, vol. 67, Ostrov, République tchèque, 2004 (ISBN : 978-1-40204-597-4)

MORGAN M. G. et HENRION M. (1990) : *Uncertainty : a guide to dealing with uncertainty in quantitative risk and policy analysis*, Cambridge University Press, États-Unis (ISBN : 978-052142-744-9)

MUNGER D. F., BOWLES D. S., BOYER D. D., DAVIS D. W., MARGO D. A., MOSER P. J. REGAN P. J. et SNORTELAND N. (2009) : « Developing tolerable risk guidelines for the US Army Corps of Engineers dams in collaboration with other federal agencies ». In : *compte rendu de the US Society on Dams 2009 Annual Lecture*, Nashville, États-Unis, avril 2009

OLFERT A. (2006) : *Draft methodology for ex-post evaluation of measures and instruments*, Floodsite Report T12-07-01, FLOODsite Consortium.

www.floodsite.net

PARKER D. J., GREEN C. H. et THOMPSON P. M. (1987) : *Urban flood protection benefits : a project appraisal guide (The Red Manual)*, Avebury Technical, Royaume-Uni (ISBN : 978-0-29139-707-2)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

PENNING-ROUSELL E., JOHNSON C., TUNSTALL S., TAPSELL S., MORRIS J., CHATTERTON J., COKER A. et GREEN C. (2003) : *The benefits of flood and coastal defence : techniques and data for 2003*, Flood Hazard Research Centre, Middlesex University (épuisé)

ROYET P. (2013) D3.2: *Rapid and cost-effective dike condition assessment methods : geophysics and remote sensing*, Projet FloodProBE de l'UE, WP03-01-12-20, FloodProBE.

www.floodprobe.eu/project-documents.asp

SAMUELS P. G. (1995) : « Uncertainty in Flood Level Prediction ». In : A. Ervine A. J. Grass M. A. Leschziner and J. Gardiner (éd.), *HYDRA 2000 XXVI th IAHR Congress : Hydraulics Research and its application next century*, Thomas Telford Ltd, Londres (ISBN : 978-0-72772-061-0)

SIMONOVIC S. P. et NIRUPAMA N. (2005) : « A spatial multi-objective decision-making under uncertainty for water resources management », *Journal of Hydroinformatics*, vol. 7, 2, IWA Publishing, Royaume-Uni, pp. 117–133

SMITH K. et WARD R. (1998) : *Floods : physical processes and human impacts*, Wiley-Blackwell, Chichester (ISBN : 978-0-47195-248-0)

SOCHER M., SIEBER H.-U., MÜLLER G. et WUNDRAK P. (2006) : « Verfahren zur landesweiten Priorisierung von Hochwasserschutzmaßnahmen in Sachsen » (Méthode de priorisation des mesures de protection contre les inondations de l'État fédéral de Saxe), *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung*, vol. 50, 3, Lehrstuhl und Institut Für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Aachen, pp. 123–130

TAPSELL S. (2008) : *Socio-economic and ecological evaluation and modelling methodologies*, Floodsite Report T10_07_13, FLOODsite Consortium.

www.floodsite.net

THINH N. X. et VOGEL R. (2006) : « GIS-based multiple criteria analysis for land-use suitability assessment in the context of flood risk management ». In : H. Kremers and V. Tikunov (éd.) *InterCarto-InterGIS 12. International conference on geoinformation for sustainable development*, Berlin, Deutsche Gesellschaft für Kartographie.

www.ufz.de

TKACH R. J. et SIMONOVIC S. P. (1997) : « A new approach to multi-criteria decision making in water resources », *Journal of Geographic Information and Decision Analysis*, vol. 1, 1 (journal en ligne), pp. 25–44

URS (2010a) : *Supplemental Geotechnical Data Report (SGDR), Marysville Study Area*, programme d'évaluations géotechniques des digues, Département californien des ressources en eau. URS Corporation, 27 avril 2010

VAN DER MEIJ R. (2013) : *Combining information for urban levee assessment*, Projet FloodProBE de l'UE, WP03-01-12-24, FloodProBE.

Voir le site : www.floodprobe.eu/project-documents.asp

VOLKER M. (2007b) : *National flood damage evaluation methods*, Floodsite Report T09-07-02, FLOODsite Consortium.

www.floodsite.net

WAARTS P. H. (1992) : *Methode voor de bepaling van het aantal doden als gevolg van inundatie* (Méthode de quantification des pertes en vies humaines causées par les inondations) [en néerlandais], rapport TNO B-91-1099, TNO Bouw, Pays-Bas

Textes de loi

Loi sur la gestion des risques d'inondation (Écosse) de 2009

Codes français

NOR : DEVQ0814392A : version consolidée du 20 juin 2008, arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu, ministre de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de l'Aménagement du territoire et ministre de l'Intérieur, des Collectivités territoriales et de l'Immigration.

NOR : DEVP1009801C : circulaire du 16 avril 2010 relative aux études de dangers des digues de protection contre les inondations fluviales.

http://circulaire.legifrance.gouv.fr/pdf/2010/05/cir_31197.pdf

NOR : DEVO0751165D : arrêté n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sûreté des structures hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement.

www.legifrance.gouv.fr/affichTexte.do?cidTexte=JORFTEXT000017641418

5.8 POUR ALLER PLUS LOIN

ASSELMAN N. (2009) : *Flood inundation modelling*, Floodsite Report T08-08-01, WL | Delft Hydraulics, FLOODsite Consortium.

www.floodsite.net

BANA E., COSTA C. A., DA SILVA P. A. et NUNES CORREIA F. (2004) : « Multicriteria evaluation of flood control measures : the case of Ribeira do Livramento » *Water Resources Management*, vol. 18, 21, Kluwer Academic Publishers, Pays-Bas, pp. 263–283

BELOUZE, P. (2004) : *Connaissance et gestion des endiguements de protection contre les inondations. Étude préalable à la mise en place d'un SIRS. Première étape de diagnostic stratégique*, rapport interne du Cemagref, France

CASCIATI F. et FARAVELLI L. (1991) : *Fragility analysis of complex structural systems*, Research Studies Press, Royaume-Uni (ISBN : 978-0-47192-888-1)

DUNE T. et LEOPOLD L. B. (1978) : *Water in environmental planning*, W. H. Freeman and Company, New York (ISBN : 978-0-71670-079-1)

Environment Agency (2010) : *Risk based method for assessing the frequency of visual inspections for flood defence assets*, consigne opérationnelle 160-02. Environment Agency, Bristol.

http://bfw.ac.at/crue_documents/pjr_312_415.pdf

Environment Agency (2011) : *Visually inspecting flood defence assets and recording results on NFCDD*, consigne opérationnelle 166-03, Environment Agency, Bristol

ICOLD (1988) : « Dam monitoring. General considerations », *ICOLD Bulletin 60*, Commission internationale des grands barrages, Paris, France

LOAT R. et PETRASCHECK A. (1997) : *Natural hazards : recommendations, consideration of flood hazards for activities with spatial impact*, Bundesamt für Wasserwirtschaft (BWW) [Régie fédérale allemande des eaux], Bundesamt für Raumplanung (BRP) [Bureau fédéral allemand de l'aménagement du territoire], Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL) [Bureau fédéral allemand de l'environnement, des forêts et du paysage], traduction en anglais de P. Case et de E. Heimenschwand, Biel

- MAUREL P., PARDO C., CHRYAT M., MÉRIAUX P., TOURMENT R. et PAQUIER A. (2000) : *Méthodologie d'évaluation des risques pour les zones vulnérables protégées par des digues de défense contre les crues : contribution des systèmes d'information à références spatiales (SIRS), réalisation d'une maquette de SIRS sur le val de Cisse*, Cemagref Montpellier LCMO, France
- MAUREL P., SERRE D. et TOURMENT R. (2004) : « Towards A. generic GIS for dike management in flood plain areas : from conceptual design to real applications ». In : compte rendu d'AGILE 2004, *seventh conf on geographic information science*, 29 avril-1er mai, Héraklion, Grèce, pp. 73–81
- MAUREL P., TOURMENT R. et HALBECQ W. (2010) : « Information systems and diked areas : examples at the national, regional and local levels ». In : G. Brugnot (ed), *Spatial management of risks*, ISTE, Londres, Royaume-Uni
- MOINS I. et MAUREL P. (2006) : « A GIS application for levee's management enhancement ». In : compte rendu de *seventh geospatial technologies symposium*, Denver, Colorado, États-Unis, 20-23 mars 2006
- NASSCO (2010) : *Pipeline Assessment & Certification Program (PACP) Reference Manual*, National Association of Sewer Service Companies, États-Unis.
http://nassco.org/publications/p_techman.html
- RIJKSWATERSTAAT (2012) : *The guide to inspections flood 2012 (Handbook 2012)*, PIW 13 et 15 ; Rapport 14, STOWA, Rijkswaterstaat
- ROWE W. D. (1977) : *An anatomy of risk*, *Wiley series on systems engineering and analysis*, John Wiley and Sons Inc, États-Unis (ISBN : 978-0-47101-994-7)
- ROYET P. et FELIX H. (2003) : « L'analyse des mesures d'auscultation ». In : G. Degoutte and P. Royet (éd.) *Sécurité et contrôle des barrages en service*, Ch 9, Engref Paris, Cemagref, Aix en Provence, France, pp. 157–179.
<http://cemadoc.irstea.fr/oa/PUB00011577-securite-controle-des-barrages-service.html>
- RPA (2004) *Evaluating a multi-criteria analysis methodology for application to flood management and coastal defence appraisals*, rapport technique R&D FD2013/TR, Département de l'Environnement, de l'Alimentation et des Affaires rurales, Londres
- SCHWEITZER T., CAVALLARO M. et CHRISTENSEN T. (2007) : « California's River-Levee Geodatabase », *Spectroscopy*, Californie, États-Unis
- SERRE D., PEYRAS L., MAUREL P., TOURMENT R. et DIAB, Y. (2009) : « A spatial decision support system aiding levee managers in their repair and maintenance planning », *Journal of Decision System*, vol. 18, 3, Taylor & Francis Online, pp. 347–373
- SPACHINGER K., DORNER W., FUCHS S., SERRHINI K. et METZKA R. (2008) : « Flood risk and flood hazard maps – visualisation of hydrological risks ». In : K. Spachinger et al (éd.) *IOP Conference Series : Earth and Environmental Science*, vol. 4, 1, IOP Publishing Ltd, pp. 4–6
- TOURMENT R., TURPEAUD D. et MAUREL P. (2003) : « A SIRS for flood protection dikes management : from user's needs to application ». In : compte rendu de *the U.P.K. Cemagref seminar on Selected problems of water engineering*, Cracovie, Pologne, 9-11 octobre 2003
- UNISDR (2004) : *Living with risk. A global review of disaster reduction initiatives United Nations International Strategy for Disaster Reduction*, publications des Nations unies, Genève (ISBN : 9-21101-064-0)
- URS (2010b) : *Supplemental Geotechnical Data Report (SGDR), Sutter Study Area. Urban Levee Geotechnical Evaluations Program*, Département californien des ressources en eau. URS Corporation, 30 avril 2010

USACE (1993) : *Engineering and design – hydrologic frequency analysis*, EM 1110-2-1415, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

USACE (1999) : *Instrumentation of embankment dams and levees*, EM 1110-2-1908, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

USACE (2006) : *Planning : risk analysis for flood damage reduction studies*, ER 1105-2-101, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

USACE (2006) : *Procedures for drilling in earth embankments*, ER 1110-1-1807, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

USACE (2007) : *National Levee Database (NLD)* :
<https://nld.USACE.army.mil>

USACE (2012-2013) : *Inspection of completed works checklist* (en cours de révision, 2012-2013), Levee Safety EC 1110-2-XXXX, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

VARNES D. J. (1984) : *Landslide hazard zonation : a review of principles and practice*, Organisation des Nations unies pour l'éducation, la science et la culture (UNESCO), Paris (ISBN : 978-9-23101-895-4). <http://www.bib.ub.edu/fileadmin/fdocs/landslidehazard.pdf>

VIRJLING J. K. (2001) « Probabilistic design of water defense systems in the Netherlands », *Reliability Engineering and Systems Safety*, vol. 74 (2001), Elsevier Science BV, Delft, Pays-Bas, pp. 337–344

VOLKER M. (2007a) : *GIS-based multicriteria analysis as decision support in flood risk management*, Floodsite Report T10-07-06, FLOODsite Consortium.
www.floodsite.net

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

6 Gestion de crise et interventions d'urgence

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



source : Árpád Szentiványi

6 Gestion de crise et interventions d'urgence

6.1	Les principes de gestion de crise	427
6.2	Préparation à la gestion de crise	429
6.2.1	Données nécessaires à la préparation de la gestion de crise	429
6.2.1.1	Gestion de crise et brèches dans les systèmes d'endiguement	429
6.2.1.2	Identification des risques	430
6.2.1.3	Cartographie des inondations	431
6.2.2	Préparation de la gestion de crise	432
6.2.2.1	Cellule de crise	433
6.2.2.2	Élaboration des plans d'évacuation et de mise en sécurité	435
6.2.3	Plans de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes	437
6.2.4	Prise en compte la sécurité du personnel et des digues dans la planification	439
6.2.5	Suivi et mise à jour des plans	440
6.2.6	Gestion des données et leur utilisation au cours des interventions d'urgence	440
6.3	Préparation et entraînement	442
6.3.1	Formation et exercices	442
6.3.1.1	Formation	443
6.3.1.2	Exercices	443
6.3.2	Sensibilisation du public	444
6.4	Événement et gestion de crise	446
6.4.1	Actions préliminaires de gestion de crise	447
6.4.1.1	Surveillances et inspections	448
6.4.1.2	Précautions à prendre en lien avec les questions de sécurité et de sûreté	450
6.4.1.3	Interventions et réparations d'urgence	450
6.4.1.4	Interaction avec le public	451
6.4.2	Actions en situation de crise	451
6.4.2.1	Activation du plan d'évacuation	457
6.4.3	Actions post-crise	458
6.4.3.1	Tâches opérationnelles de court-terme	458
6.4.3.2	Compte rendu postérieur aux actions	459
6.4.3.3	Atténuation du risque sur le long-terme	459
6.5	Les techniques d'intervention	460
6.5.1	Équipements et matériaux de gestion de crise	461
6.5.2	Activités de gestion de crise	462
6.5.2.1	Activités de gestion de crise et mécanismes de défaillance des digues	463
6.6	Techniques d'intervention en réponse à l'érosion externe	466
6.6.1	Mesures de rehaussement de la digue	466
6.6.1.1	Mise en place de tout-venant	467
6.6.1.2	Construction d'une digue en sacs de sable	468
6.6.1.3	Utilisation de matériaux innovants	469
6.6.1.4	Les rideaux de palplanches	469
6.6.1.5	Écran à montage rapide	470
6.6.2	Mesures de protection contre l'érosion externe	471
6.6.2.1	Les bermes en enrochement	472
6.6.2.2	Les revêtements d'asphalte ou de bitume	473
6.6.2.3	Construction des épis ou déflecteurs	474

6.6.3	Protection contre l'érosion due à la surverse/aux franchissements	475
6.6.3.1	Les bâches plastiques	475
6.6.3.2	Les déversoirs d'urgence	476
6.7	Réponses à l'érosion interne et techniques d'intervention	477
6.7.1	Les mesures de réduction des infiltrations	478
6.7.1.1	Les bâches imperméables	478
6.7.2	Les mesures d'augmentation du chemin hydraulique (au travers de la digue)	479
6.7.2.1	Berme destinée à drainer les infiltrations	479
6.7.3	Mesures de réduction du gradient hydraulique	480
6.7.3.1	Confiner les résurgences	481
6.7.3.2	Augmenter le niveau d'eau côté terre	482
6.8	Réponses aux problèmes d'instabilité et techniques d'intervention	482
6.8.1	Réduction de la pente du talus	483
6.8.2	Réduction des sous-pressions (de soulèvement)	483
6.8.3	Réduction de la saturation de la digue	483
6.9	La gestion et les interventions en cas de brèches	484
6.10	Les technologies innovantes de ré-hausse	488
6.11	Références	492

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

6 Gestion de crise et interventions d'urgence

Le chapitre 6 présente la gestion des digues et le rôle des gestionnaires de digues en situation de crise.

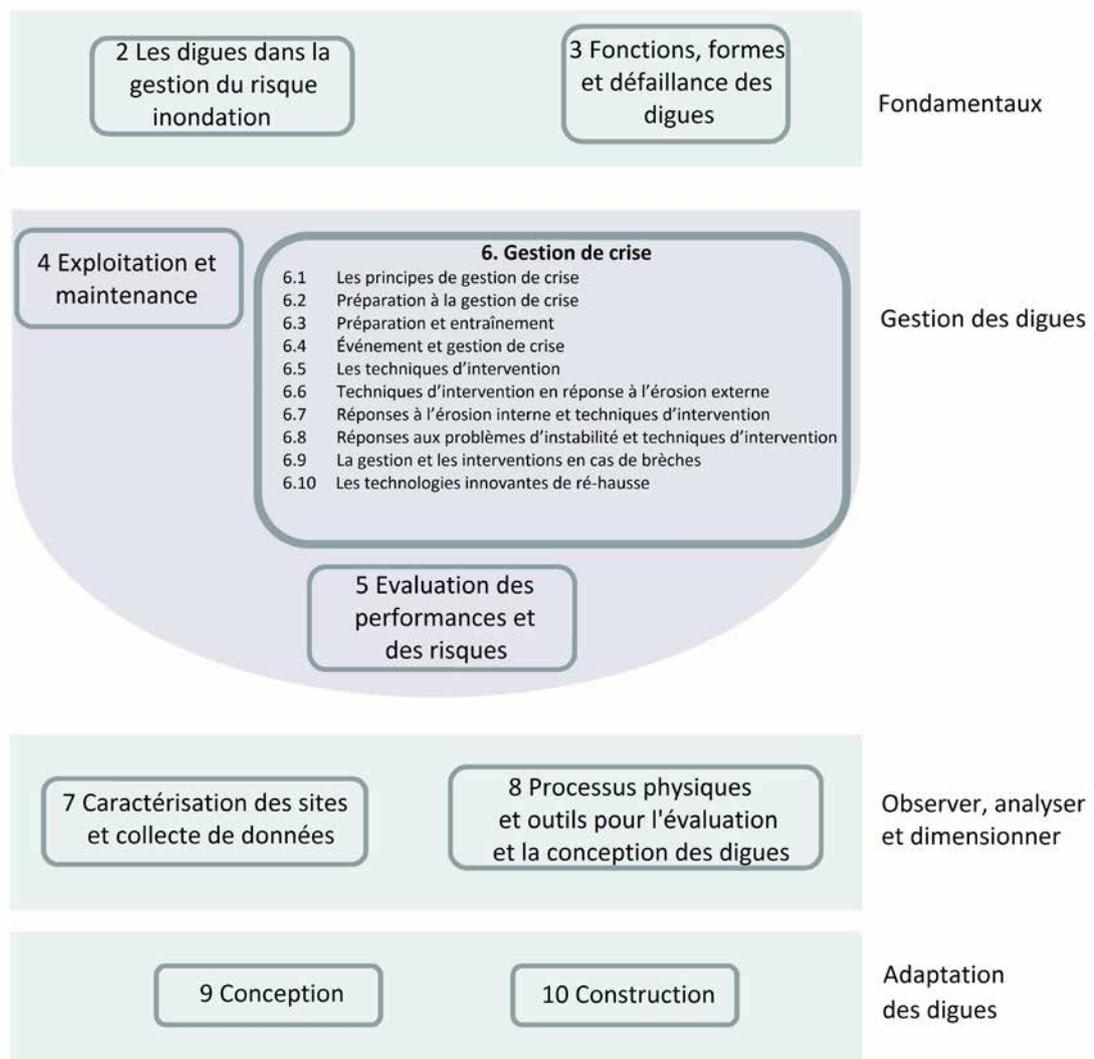
Principaux apports des autres chapitres :

- **Chapitre 3** ⇒ fonctions, formes et défaillances des digues
- **Chapitre 4** ⇒ intégration à la gestion et l'entretien
- **Chapitre 5** ⇒ évaluation de la performance des digues, analyse du risque d'inondation
- **Chapitre 8** ⇒ modélisation des brèches et de l'inondation

Principaux apports aux autres chapitres :

- Données et analyses de retour d'expérience ⇒ **chapitres 4, 5, 9 et 10**

Note : Il est recommandé au lecteur de se reporter régulièrement aux **chapitres 2 et 3**, tout au long du cycle de vie de la digue, pour un rappel des points essentiels.



CONTENU DU CHAPITRE ET PUBLIC VISÉ

Ce chapitre est divisé en dix sections qui fournissent une vue d'ensemble du « cycle de vie » de la gestion de crise, qui comprend la préparation, la réponse, le rétablissement et la mitigation.

Dans ce chapitre, la préparation est définie comme l'ensemble des activités liées à la préparation de la gestion d'une crise ; la réponse est définie comme l'ensemble des mesures opérationnelles mises en œuvre lors d'une crise ; le rétablissement est défini comme l'ensemble des mesures post-crise nécessaires à la reconstruction et la mitigation (terme anglais qu'on conservera volontairement) est définie comme l'ensemble des mesures mises en œuvre après une crise pour atténuer les effets d'une crise comparable dans le futur.

Le présent chapitre s'intéresse principalement à la préparation et à la réponse. Le rétablissement et la mitigation sont traités succinctement, le lecteur étant redirigé vers d'autres chapitres du manuel sur ces deux sujets.

Les principes de la gestion de crise

La section 6.1 introduit les principes de gestion de crise et précise les contours du chapitre. Le cycle de gestion de crise est présenté avec des détails sur les quatre étapes de ce cycle.

Préparation à la gestion de crise

La section 6.2 présente les actions qui doivent être réalisées avant la survenue d'un événement. Sont détaillées les informations nécessaires à :

- la préparation de la gestion de crise ;
- la définition du plan de gestion de crise ;
- la définition du plan de gestion des digues en périodes de crues ou de tempêtes ;
- la préparation du personnel pour agir en sécurité ;
- la maintenance et l'actualisation de ces plans ;
- la gestion de données et leur utilisation dans des opérations de secours.

Préparation et capacité opérationnelle

La section 6.3 décrit les tâches et activités nécessaires pour construire, maintenir et améliorer les capacités opérationnelles. Des informations détaillées sont fournies sur la formation et les exercices ainsi que sur la sensibilisation du public.

Événement et gestion de crise

La section 6.4 décrit les rôles respectifs des gestionnaires de digues, des services de secours et de sécurité civile et des autorités compétentes en matière de gestion de crise ainsi que leurs domaines de responsabilité. Cette section détaille aussi la réponse à mettre en œuvre avant, pendant et après la crise.

Techniques d'intervention

La section 6.5 présente les concepts de techniques d'intervention au regard des mécanismes de défaillance potentiels. Des informations détaillées sont fournies sur l'équipement, le matériel et les fournitures, ainsi que sur les mesures à mettre en œuvre pendant une crue ou une tempête marine.

Techniques d'intervention en réponse à l'érosion externe

La section 6.6 présente les techniques d'intervention pour pallier les mécanismes de rupture par érosion externe. Des informations détaillées sont données sur les mesures de rehausse et de protection contre l'affouillement externe, les franchissements de vagues et la surverse.

Techniques d'intervention en réponse à l'érosion interne

La section 6.7 présente les techniques d'intervention en réponse aux problèmes d'érosion interne. Des informations détaillées sont données sur les mesures destinées à réduire les infiltrations, augmenter le cheminement hydraulique et réduire le gradient hydraulique.

Techniques d'intervention en réponse aux problèmes d'instabilité

La section 6.8 présente les techniques d'intervention en cas de problème d'instabilité. Des informations détaillées sont données pour réduire la pente des talus, les sous-pressions dans l'ouvrage et la saturation en eau du remblai.

La gestion des brèches et les techniques d'intervention

La section 6.9 présente les techniques d'intervention en cas de brèche. Des informations détaillées sont données sur les différentes phases de développement des brèches et sur les mesures adaptées à chacune d'elles.

Les techniques innovantes pour rehausser une digue

La section 6.10 présente les techniques innovantes destinées au rehaussement de la crête des digues. Une sélection de méthodes représentatives des avancées dans ce domaine est présentée dans cette section.

6.1 LES PRINCIPES DE GESTION DE CRISE

Une situation d'urgence ou de crise résulte d'un incident, causé par un aléa naturel ou anthropique, nécessitant l'intervention du gestionnaire de digue et d'autres acteurs. Une catastrophe est un événement associé à de graves dommages matériels, des décès, des blessés. La gestion de crise correspond au champ interdisciplinaire s'intéressant à la stratégie à mettre en place pour éviter ou réduire les conséquences de tels événements. Les principaux objectifs de la gestion de crise sont de sauver des vies, réduire le nombre de victimes et limiter les dommages. Pour atteindre ces objectifs, les missions du gestionnaire de digue, pendant une crue ou une tempête marine, sont de réduire les risques de rupture des digues et d'informer les autres acteurs de ces risques ou du risque de dépassement du niveau de protection.

Tous les acteurs de la gestion de crise doivent être préparés aux situations de crise afin d'apporter les réponses adéquates en cas d'événement. Parmi les nombreux acteurs figurent le gestionnaire de digue, le responsable de la gestion de crise (soit le maire ou le préfet), les services de secours, le service de la sécurité civile, le gouvernement et ses représentants, les entreprises privées et les citoyens. Même si de nombreux acteurs doivent être impliqués dans la gestion de crise, le niveau d'implication diffère pour chacun. Tous les acteurs n'interviennent pas à chaque étape d'une crise. Cependant, chaque acteur doit appliquer les principes généraux de gestion de crise présentés dans ce chapitre et participer à la communication entre acteurs à chaque étape de l'événement.

Comme le démontrent les expériences passées, la formation de brèches dans un système d'endiguement et l'inondation qui en résulte demeurent une menace quelle que soit la hauteur de la digue et les mesures de sécurité mises en place. La réduction du risque inondation ne doit pas être uniquement portée par le gestionnaire de digue, mais être partagée entre tous les acteurs de la gestion de crise, qui doivent mettre en place des mesures pour atteindre et maintenir une capacité d'intervention efficace. Les gestionnaires de digues jouent un rôle déterminant dans la prévention du risque inondation en planifiant et en se préparant à la gestion de crise puis en contribuant à la réponse opérationnelle.

La préparation à la gestion de crise est une démarche indispensable à la réduction effective des risques avec pour but de réduire le nombre de victimes potentielles, les dégâts matériels et les dommages aux infrastructures stratégiques et sensibles. Les opérations à mettre en œuvre pendant une crue ont pour but de réduire le risque de brèche dans la digue, alors que les opérations de mise en sécurité et de réparation entreprises avant et après l'événement ont pour but de réduire les conséquences de l'inondation. Ce chapitre traite des principes fondamentaux et dispositions générales destinés à assurer une gestion de crise efficace.

Objectifs

La figure 6.1 illustre le cycle de gestion de crise représenté comme un processus continu pouvant être divisé en quatre items : la préparation, la réponse, le rétablissement et la mitigation. Chaque phase du cycle est développée de la façon suivante :

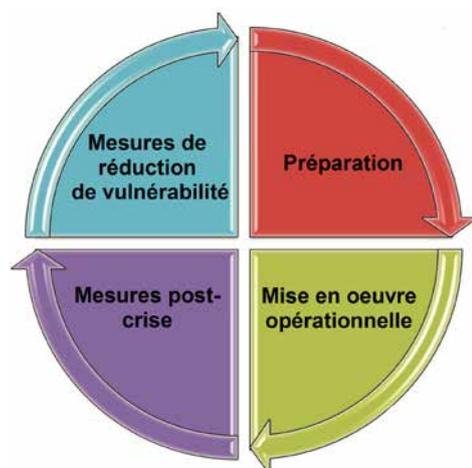


Figure 6.1 Cycle de gestion de crise

La préparation : inclut des efforts centrés sur la planification, l'organisation, la formation, l'équipement, les exercices, l'évaluation et la mise en œuvre d'actions correctives pour assurer une coordination efficace au cours de l'événement et un accroissement global des capacités opérationnelles en situation de crise. Les gestionnaires de digues sont généralement responsables d'assurer la surveillance et les interventions d'urgence sur les digues, mais la coordination et la planification avec tous les acteurs concernés sont essentielles pour réduire le risque à un niveau acceptable pour les riverains. Les activités de préparation incluent le processus de surveillance des digues ainsi que le développement de plans de communication, la formation des équipes de gestion de crise, le développement de plans d'intervention d'urgence, les exercices, l'approvisionnement et la gestion du matériel et des fournitures et enfin les outils de surveillance des ouvrages. Les plans de préparation sont destinés à fournir un protocole ergonomique pour gérer une crise de manière coordonnée et efficace.

La réponse : inclut la mobilisation des services de secours et des premiers intervenants sur la zone sinistrée ainsi que celle des équipes de surveillance des digues. Elle inclut :

- les efforts fournis par les services de secours et les premiers intervenants (par exemple, les services de la sécurité civile, les représentants de la loi et le personnel médical de secours) ;
- les opérations spéciales d'urgence (recherche et sauvetage, sauvetage en eaux), conduites par les services de secours et de la sécurité civile.

Pour le gestionnaire de digue, les mesures concernent le renforcement ou la rehausse des digues (si cette mesure n'est pas préjudiciable à d'autres zones). Les actions dans la zone protégée (telle l'évacuation) impliquent souvent une action coordonnée entre le gestionnaire de digue, les autorités compétentes en matière de gestion de crise et les autres parties prenantes.

Le rétablissement : inclut les mesures visant à remettre en état les digues et à restaurer dans un état normal les zones affectées par l'inondation. Cette phase débute dès lors que la crise est terminée mais certaines de ces mesures peuvent être mises en œuvre sans attendre la fin de crise. Durant cette phase, des réparations à caractère définitif peuvent être réalisées sur les digues ou d'autres ouvrages faisant partie du système de protection. En général, cette période post-crise nécessite l'implication des particuliers, du secteur privé, et des programmes d'assistance, publics ou privés, qui visent à :

- restaurer l'activité économique ;
- reconstruire les bâtiments publics et privés ;
- assurer sur le long terme aux personnes sinistrées, une relocalisation, des soins ou l'obtention d'un nouvel emploi ;
- restaurer des infrastructures critiques et mettre en œuvre d'autres mesures pour le rétablissement de la communauté sur le plan socioéconomique.

La mitigation : vise à empêcher que les sinistres ne se transforment en catastrophes dans le futur ou, à défaut, vise à réduire les effets des catastrophes. Ces mesures s'inscrivent sur le long terme. Elles visent à réduire ou supprimer les risques et/ou à augmenter la performance des digues.

Ces mesures peuvent être structurelles ou non structurelles. Les mesures structurelles impliquent des solutions technologiques telles que la sécurisation des digues ou l'écêtement des crues en amont des bassins versants. Les mesures non structurelles concernent l'aménagement du territoire, une législation, un système d'assurance et une réglementation adaptés et l'affichage du risque auprès du public. Ces actions doivent être définies par des analyses de risque, en tenant compte le cas échéant des retours d'expérience des événements passés. Par exemple, les points de faiblesse, identifiés au cours d'une crue ou d'une tempête marine passée, d'une visite de surveillance ou d'un diagnostic approfondi, peuvent être renforcés de manière à réduire le nombre d'interventions lors d'un prochain événement.

Des mesures peuvent être mises en œuvre avant, pendant ou après une crue ou une tempête marine pour réduire les risques existants, par exemple :

- les mesures concernant l'amélioration de la performance des ouvrages, qui peuvent consister à augmenter leur hauteur (sans reporter le risque sur d'autres zones), leur largeur ou à protéger la berge ;
- la limitation des aménagements prévus par la collectivité (par exemple, modifications portant sur la construction d'une route ou sur les règles d'occupation des sols et de construction).

Les mesures de prévention peuvent être très efficaces dans les zones peu ou pas urbanisées. En mettant en œuvre des mesures de prévention telles que la préservation de champs d'expansion de crue ou de zones d'écoulement préférentiel, l'urbanisation future peut être adaptée et orientée de manière à minimiser le risque lié aux aléas connus et à les concilier avec les autres objectifs de la communauté.

Le cycle de gestion de crise s'applique à la préparation générale au risque inondation, à sa gestion ainsi qu'à des problématiques particulières, pour lesquelles le cycle de gestion de crise peut être utilisé pour mettre en exergue le rôle du gestionnaire de digue. Il est illustré à nouveau en figure 6.2 avec des informations spécifiques concernant le rôle du gestionnaire de digue et les références aux différentes sections de ce chapitre et dans le reste du manuel.

Concernant le rôle du gestionnaire, les informations présentées dans le reste de ce chapitre sont centrées sur les phases de préparation et de réponse du cycle de gestion de crise. La phase de préparation est détaillée en section 6.3 tandis que la phase de réponse est détaillée en sections 6.4 à 6.10.

Ce chapitre ne traite pas des informations relatives à :

- la phase de rétablissement : celles-ci concernent principalement les réparations définitives du système de protection contre les inondations, ainsi que les dommages liés à l'inondation (le gestionnaire de digue est certes concerné mais dans une moindre mesure). Ces sujets sont traités aux chapitres 9 et 10 ;
- la phase de mitigation : ces informations sont axées sur l'amélioration de la résilience du système de protection contre les inondations ou de la communauté. Elles impliquent également le gestionnaire de digue, mais dans une moindre mesure. Ces sujets sont traités aux chapitres 4 et 5 avec des liens vers d'autres chapitres.

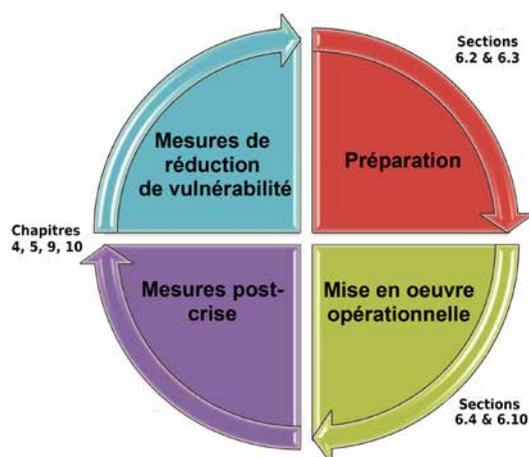


Figure 6.2 Sujets traités au chapitre 6 et dans les autres chapitres du manuel en lien avec le cycle de gestion de crise

6.2 PRÉPARATION À LA GESTION DE CRISE

Des actions entreprises dans les phases initiales d'une situation de crise dépendent le bon fonctionnement du système de protection contre les inondations, le sauvetage de vies et la limitation des dommages. C'est seulement par une préparation à la gestion de crise que les stratégies de prévention et de réduction des risques peuvent être efficaces (FEMA, 2010).

6.2.1 Données nécessaires à la préparation de la gestion de crise

6.2.1.1 Gestion de crise et brèches dans les systèmes d'endiguement

La compréhension des modes de défaillance à l'origine de brèches dans un système d'endiguement est essentielle pour se préparer à la gestion de crise et planifier les actions. Ces concepts sont également utiles pour définir des stratégies efficaces d'intervention en cas de départs de brèches et pour faciliter

les réparations lorsque c'est possible. Les gestionnaires de digues doivent s'efforcer de comprendre ces modes de défaillance, pour limiter au maximum les conséquences des brèches sur la zone protégée. Les brèches se produisent en général par infiltration, surverse, affouillement ou érosion, ainsi que par l'instabilité des talus.

La préparation à la gestion de crise concernant les digues se concentre sur des actions pouvant être envisagées avant et pendant une inondation, en plus des procédures opérationnelles courantes exécutées par le gestionnaire de digue (*cf.* chapitre 4). Idéalement, le travail de préparation doit également traiter des questions de la délégation de l'autorité et de la responsabilité, et intégrer les phases nécessaires de mises à jour, pour tenir compte en tant que de besoin des changements de personnel.

La préparation à la gestion de crise doit couvrir d'autres aspects essentiels, tels que la détermination des zones refuges en cas d'inondation de la zone protégée, la localisation d'aires de stockage ou d'extraction de matériaux pour les interventions d'urgence, ainsi que les procédures de traçabilité concernant l'équipement, le personnel et les approvisionnements. Toutefois, puisque aucun plan ne peut garantir qu'un système d'endiguement ne connaîtra de brèches, quelles que soient les circonstances, les gestionnaires de digues sont encouragés, durant cette phase de préparation, à collaborer avec les autorités chargées de la mise en sécurité des populations et les services de secours. Cette collaboration peut consister, par exemple à fournir des informations sur les risques associés aux digues. Les plans d'urgence peuvent également envisager des situations transitoires pouvant apparaître au cours de la vie d'une digue ; par exemple, lorsqu'une canalisation traversant une digue est remplacée ou quand des travaux de renforcement nécessitant le démontage de la digue sont réalisés. Des mesures doivent être préalablement définies pour permettre de rétablir très rapidement le niveau de protection de la digue, au cas où une crue ou une tempête marine interviendrait pendant ces travaux.

Les stratégies classiques de limitation des dommages sur les digues sont examinées plus en détail à la section 6.5. Par ailleurs, le chapitre 3 explicite les mécanismes potentiels de défaillance des digues.

6.2.1.2 Identification des risques

Les gestionnaires de digues doivent être conscients des risques associés au fonctionnement de leurs ouvrages. Savoir situer les tronçons de digue susceptibles de connaître une surverse, ou les points de faiblesse de la digue, est essentiel pour anticiper les interventions d'urgence en période de crue (les méthodes d'évaluation de la performance des digues et d'analyse du risque inondation sont présentées en détail au chapitre 5). Cette connaissance permettra, non de supprimer, mais de réduire le risque lié au système d'endiguement. Pour limiter davantage le risque, les conséquences d'une défaillance de la digue doivent également être analysées et minimisées (l'analyse des risques et leur attribution aux différentes composantes du système sont présentées au chapitre 5). Cette réduction des risques peut être obtenue *via* un certain nombre de mesures et de dispositions (*cf.* section 2.2). Le gestionnaire de la digue peut y participer et aider les autorités locales à réduire les conséquences d'une inondation par une bonne compréhension du fonctionnement du système d'endiguement et par une gestion opérationnelle adaptée.

En cas de détection d'un désordre ou d'un départ de brèche et d'impossibilité d'intervenir efficacement, en raison d'un manque de moyens ou de temps (processus de brèche trop développé), le gestionnaire de digue peut intervenir de manière coordonnée avec les autorités et services compétents pour aider à l'évacuation de la population présente dans la zone à risque. Si le gestionnaire de digue est capable d'intervenir sur la digue, les actions correspondantes devront être engagées. Ces interventions sur digue peuvent être combinées avec la mise en sécurité des populations.

La compréhension du risque inondation : la propagation des inondations (*cf.* section 6.4), les conséquences d'une défaillance du système d'endiguement, la limitation de ces conséquences sont des éléments essentiels à la prise de décision, tout particulièrement en période de crise. L'une des décisions les plus difficiles à prendre lors d'une crue est celle d'inonder volontairement une zone pour éviter ou limiter des conséquences plus importantes sur une autre zone. Une telle décision peut être anticipée en concevant des digues munies de déversoirs et de chenaux d'écoulement en crue ou en déterminant par avance des segments de digues sur lesquels une brèche pourra être ouverte. La mise en œuvre de ces mesures reste complexe, mais peut être rendue plus acceptable *via* une communication et une coordination avec l'ensemble des parties prenantes impliquées avant, pendant et après les inondations. L'encadré 6.12 relate l'exemple d'une situation où la décision a été prise de provoquer intentionnellement une brèche

pour activer une voie d'écoulement et minimiser les risques liés à l'inondation. Décider de telles mesures pendant une crue sans conception et analyse préalables est généralement une mauvaise idée, les conséquences sur les autres secteurs du système d'endiguement risquant de s'avérer pires que celles qui auront été évitées. L'analyse de l'inondation (pouvant inclure une modélisation) doit être conduite à une échelle supérieure au système d'endiguement local, en raison de l'influence de ce système sur une grande partie du cours d'eau (en amont et en aval, ainsi que sur l'autre rive) ou sur la côte.

6.2.1.3 Cartographie des inondations

Les cartes d'inondation sont primordiales pour informer les personnes responsables de la gestion de crise, toutefois les gestionnaires de digues peuvent également tirer avantage de ces documents. Pour en apprendre davantage sur la manière d'élaborer des cartes d'inondation, se référer au chapitre 8. Le gestionnaire de digue peut éventuellement contribuer à l'élaboration de ces cartes et peut, dans tous les cas, les utiliser comme une source précieuse d'information au cours d'une inondation.

Les points suivants indiquent l'information que les cartes d'inondation peuvent apporter à chacune des étapes :

Préparation

- menace et type de risque
- population présente au sein de la zone de risque (évacuation ou actions de suivi) ;
- procédures d'évacuation (déterminer les itinéraires à emprunter) ;
- abris pour les personnes évacuées ;
- groupes de population présentant des besoins particuliers (comme les écoles, les hôpitaux, les maisons de repos, les prisons, les personnes handicapées, les personnes âgées, les personnes s'exprimant en langue étrangère) ;
- zones agricoles avec troupeaux ;
- installations disposant de substances dangereuses et centrales nucléaires ;
- infrastructures vulnérables au risque inondation, comme les installations électriques, de communication ou de transport ;
- organisation de l'information et de l'alerte ;
- organisation de la relation avec la population et identification de la personne responsable de l'information du public ;
- système de commandement et de contrôle utilisé pour coordonner la réponse, ainsi que sa localisation ;
- évaluation, pour une zone donnée, du nombre potentiel de victimes (personnes décédées ou blessées) et de l'ampleur des dommages potentiels.

Réponse

- détermination des actions devant être entreprises en réponse à la situation courante ;
- anticipation des moyens nécessaires et répartition en fonction des besoins.

Rétablissement

- comparaison de la carte (prévisionnelle) d'inondation avec la carte d'inondation réelle produite *a posteriori* ;
- inclusion de la carte des inondations dans les rapports post-intervention ;
- identification des défis et réussites à partir des informations indiquées sur les cartes d'inondation ;
- recommandation de changements, ajouts ou retraites à la carte d'inondation pour préparer la gestion des futures crises.

Mitigation

- détermination de l'occupation du sol avant les situations d'urgence ;
- identification des zones à risque inondation en cas de défaillance de digue ;
- communication avec les autres entités responsables de l'aménagement du territoire.

En conséquence, les cartes d'inondation doivent indiquer, pour différents scénarios, la séquence d'inondation, avec l'étendue de la zone inondée, la hauteur d'eau, sa vitesse d'écoulement ainsi que les vitesses de propagation et de montée des eaux. Le choix des scénarios d'inondation devant être modélisés et présentés dépend d'une analyse de risque au niveau du système d'endiguement, telle que présentée à la section 5.2.

6.2.2 Préparation de la gestion de crise

Les gestionnaires de digues sont des acteurs essentiels du processus de planification de la gestion de crise, pouvant être responsables aussi bien de la gestion des situations d'urgence que de la gestion courante et de l'entretien des digues. Chaque acteur impliqué dans la gestion de crise doit disposer de son propre plan d'action, coordonné avec ceux des autres acteurs. La préparation à la gestion de crise et le plan d'action en résultant aident le gestionnaire de digue à prendre des décisions avant un événement (par opposition, les « plans de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes » sont davantage centrés sur les tâches du gestionnaire de digue que les plans de gestion de crise, qui présentent une vision plus large des tâches à effectuer).

Les plans d'action sont efficaces s'ils indiquent aux personnes exerçant des responsabilités opérationnelles ce qu'elles doivent faire et la raison pour laquelle elles doivent le faire. De plus, ils doivent indiquer aux personnes non spécialistes des ouvrages hydrauliques, la manière dont elles peuvent apporter de l'aide et ce à quoi elles doivent s'attendre. Les plans d'action d'urgence doivent traiter de diverses problématiques, dont les suivantes :

- les protocoles de communication et de secours en coordination avec les centres opérationnels d'urgence et le grand public ;
- les rôles et les responsabilités individuelles au cours d'une situation de crise ;
- l'équipement et les matériaux nécessaires aux opérations de gestion de crise ;
- la coordination avec les plans d'évacuation.

Il est important que le gestionnaire de digue se coordonne de façon précise avec les personnes responsables de la gestion de crise, ainsi qu'avec les autres parties prenantes, pour apporter la réponse la plus appropriée. Il ne doit y avoir aucune ambiguïté sur l'identification des personnes responsables des tâches principales. Cela permet au personnel d'opérer plus efficacement, comme une équipe de production, en réduisant les doublons dans le travail effectué et en renforçant les avantages de la collaboration. Les plans qui réussissent sont simples, souples, fréquemment mis à jour et régulièrement testés au travers d'exercices.

Les plans de gestion de crise peuvent être adaptés au cours des différentes phases correspondant au cycle de gestion de crise : préparation, mise en œuvre opérationnelle, mesures postcrise, mesures de réduction du risque. Organiser l'effort coordonné de préparation à la gestion de crise suivant ces phases apportera une amélioration générale, tant pour le gestionnaire de digue que pour les autres parties concernées.

- **Préparation** : la phase de préparation augmente l'efficacité de la lutte contre les inondations au-delà de la gestion et de l'entretien normal effectués par le gestionnaire de digue. Les opérations de gestion et d'entretien (*cf.* chapitre 4) sont nécessaires pour qu'un système de protection contre les inondations soit entièrement opérationnel. Consignées dans le guide de gestion et d'entretien, ces actions n'ont pas besoin d'être dupliquées dans le plan de gestion de crise.
- **Réponse** : la phase de réponse permet un diagnostic rapide et systématique des incidents, de manière à assurer dans des délais courts une réponse proportionnée, adaptable et souple sur une digue menacée ou endommagée. Ce diagnostic est basé sur les observations effectuées au cours de la surveillance en situation de crise (*cf.* section 6.4 et chapitre 9).

- **Rétablissement** : la phase de rétablissement (point non détaillé dans le présent chapitre) facilite la transition entre la précédente phase et les premières opérations de rétablissement de la situation. Cela peut comprendre le rétablissement des services publics et des axes de transport, ainsi que la mise à disposition de nourriture et d'abris pour les personnes déplacées, de même que des réparations provisoires ou définitives de digues.
- **Mitigation** : la phase de mitigation (point non détaillé dans le présent chapitre) vise à atténuer les impacts de la catastrophe à travers des actions soutenues de réduction du risque à long terme. Cette phase doit être intégrée dans une stratégie coordonnée, en lien avec l'ensemble des autres domaines de la gestion de crise.

6.2.2.1 Cellule de crise

Selon la gravité d'un incident (par exemple inondation ou défaillance d'une digue), la réponse pourra rester entièrement dirigée par le gestionnaire de digue ou sera progressivement transférée à des niveaux supérieurs. Ce transfert est généralement décidé par une sorte d'entité centralisée telle qu'une cellule de crise. Le gestionnaire de digue doit être conscient de cette possibilité pour être à même de fournir ou conserver des informations et assurer des actions de soutien et de coordination.

Une cellule de crise sert de poste central de commandement et de contrôle, assumant à un niveau stratégique la responsabilité principale de la mise en œuvre des principes de préparation à la crise et de gestion de la crise ou les fonctions de gestion d'une situation catastrophique. Une cellule de crise est responsable de la vision stratégique générale de la situation de crise. En principe, elle n'assure pas directement la surveillance des ouvrages. Les décisions opérationnelles qui sont prises laissent les décisions tactiques aux niveaux de commandement plus proches du terrain. Une fonction commune des cellules de crise est, dans le cadre de la législation en vigueur, de collecter, rassembler et analyser les données, de prendre des décisions pour réduire les pertes humaines et les dommages aux biens, de maintenir la continuité des services publics et de diffuser ces décisions à l'ensemble des entités et personnes concernées. En cas de situation de crise ou de catastrophe de grande ampleur, la cellule de crise joue également le rôle d'interface entre les équipes de secours et les différents services de l'État.

La fonction principale des cellules de crise est de s'assurer que les personnes en prise avec la situation sur le terrain disposent des moyens (notamment en termes de personnel, d'outils ou d'équipement) nécessaires à l'exécution de leurs missions. Les cellules de crise peuvent être organisées selon les principales fonctions opérationnelles (par exemple lutte contre l'inondation, maintien de l'ordre ou services médicaux), selon les juridictions (fédérale, nationale, régionale, départementale ou municipale) ou selon une combinaison des deux. Les encadrés 6.1 et 6.2 présentent des exemples de structures classiques de commandement lors de situations d'urgence. Leur caractéristique la plus importante est une réponse basée sur un système hiérarchisé (trois niveaux apparaissent dans cet exemple : opérationnel, tactique et stratégique). À noter que le gestionnaire de digue doit être impliqué au plus près du terrain (niveau opérationnel) mais pas nécessairement aux deux autres niveaux.

1

2

3

4

5

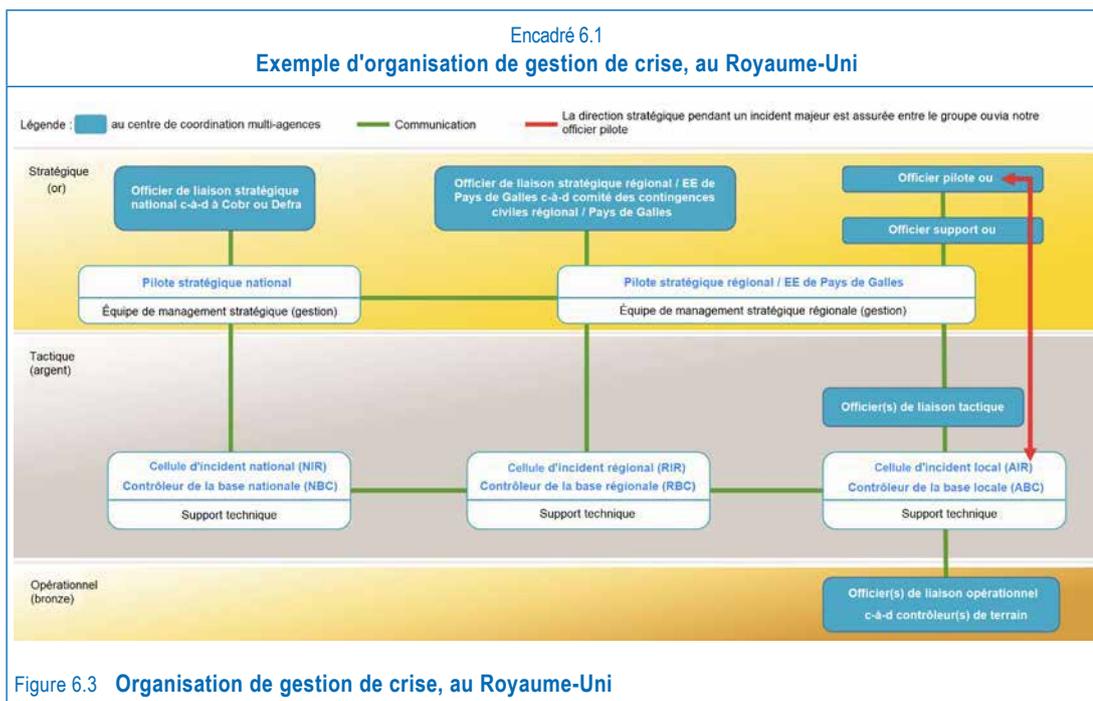
6

7

8

9

10



Encadré 6.2
Exemple de d'organisation de gestion de crise, en France

<p>En France, la gestion des ouvrages de protection contre les inondations est réglementée par plusieurs textes :</p> <p>Décret n° 2005-1157 du 13 septembre 2005 relatif au plan Orsec, pris en application de la loi du 13 août 2004 de modernisation de la sécurité civile, qui dispose que « chaque personne publique ou privée recensée dans le plan Orsec est en mesure d'assurer en permanence les missions qui lui sont dévolues » et « prépare sa propre organisation de gestion de l'évènement ». De plus, la loi précise les obligations du maire (plan communal de sauvegarde) et des préfets (notamment plan d'organisation des secours ou prévisions de crues pour les cours d'eau surveillés).</p> <p>Décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques, exigeant des gestionnaires de digues « des consignes écrites dans lesquelles seront fixées les instructions de surveillance de l'ouvrage en toutes circonstances ainsi que celles concernant son exploitation en période de crue ».</p> <p>Art. L2212-2 du code général des collectivités locales, confiant le pouvoir de police au maire pour :</p> <ul style="list-style-type: none"> le soin de prévenir, par des précautions convenables et de faire cesser, par la distribution des secours nécessaires, les accidents, les épidémies désastreuses, toute forme de pollution, les incendies, les inondations ou les ruptures de digues ; l'ensemble des mesures d'assistance et de secours, et, s'il y a lieu, provoquer l'intervention de l'administration supérieure (préfet). <p>Le partage, en périodes de crues ou de tempêtes marines, des responsabilités entre l'État, les autorités locales et les gestionnaires de digues est synthétisé dans le logigramme ci-contre.</p>	État	<p>Affichage du risque</p> <p>Plan d'organisation des secours <i>Sécurité civile</i></p> <p>Prévision des crues sur les cours d'eau surveillés</p>
	Autorités locales	<p>Plan communal de sauvegarde</p> <p>Organisation opérationnelle des secours <i>Sauf pour des inondations dépassant ses capacités d'intervention</i></p> <p>Le soin de prévenir, par des précautions convenables, et de faire cesser, par la distribution des secours nécessaires, les inondations, les ruptures de digues</p>
	Gestionnaires de digues	<p>Surveillance des digues</p> <p>Interventions d'urgence</p>

6.2.2.2 Élaboration des plans d'évacuation et de mise en sécurité

Si les gestionnaires de digues peuvent éventuellement avoir des responsabilités directes dans l'élaboration d'un plan de mise en sécurité des populations, ils sont dans tous les cas encouragés à participer au processus de planification et à maintenir, pendant les périodes de crise, un contact étroit avec les autorités compétentes. Ils doivent fournir des informations opportunes et précises sur l'état des digues et les conséquences d'une éventuelle brèche sur la zone protégée, à partir des études déjà effectuées concernant les inondations et de la cartographie associée. Cette coordination aidera les organismes publics à prendre les bonnes décisions concernant la mise en sécurité des populations (se référer à l'étude de cas présentée au niveau de l'encadré 6.3).

Les autorités publiques, nationales ou locales sont généralement responsables de déclarer la nécessité d'évacuer une zone donnée, et dans de nombreux cas, elles disposent déjà de plans d'évacuation. Toutefois, en cas de doute, les gestionnaires de digues doivent vérifier auprès des collectivités locales ou de l'État, si un tel plan existe. L'élaboration de plans d'évacuation doit être conduite en coordination avec les gestionnaires de digues. Cela permet de s'assurer qu'en situation de crise les protocoles de surveillance des digues et les procédures d'information pour communiquer sur l'état des digues auprès du personnel chargé de la gestion de crise sont menés de façon efficace. Un exemple de la manière dont les techniques de surveillance des digues peuvent fournir une alerte précoce dans la gestion d'une crise liée à une inondation est présenté au travers d'une étude de cas à l'encadré 6.4.

Encadré 6.3

Étude de cas témoignant de l'importance de la planification de l'évacuation Tempête Xynthia, en France (2010)

Synthèse

Disposer d'un plan d'évacuation, avec une structure claire de commandement, est essentiel à une réponse efficace. Ne pas communiquer correctement les risques et ne pas évacuer rapidement les personnes peuvent conduire à des conséquences dramatiques. Un appui politique et un aménagement adapté du territoire sont également importants pour réduire les dommages causés par une inondation et d'une manière plus générale pour réduire le risque associé aux inondations.

Le 28 février 2010 à deux heures du matin, la tempête Xynthia a frappé la côte atlantique française. La surcote de tempête en conjonction avec la marée haute et des vagues puissantes a provoqué la défaillance des protections contre les inondations le long de la côte depuis la Gironde (Bordeaux) jusqu'à l'estuaire de la Loire. Une surface considérable de territoire (> 50 000 hectares) a été inondée et 47 personnes sont mortes du fait de la tempête. La plupart des décès ont été provoqués par les inondations. Un certain nombre de personnes ont été victimes des effets du vent (objets déplacés par la tempête). Ce sont les départements de la Vendée et de la Charente-Maritime qui ont le plus souffert. Certaines parties des départements de la Gironde et de la Loire-Atlantique ont également été inondées. Le montant des dommages a été évalué à environ 2,5 milliards d'euros. L'estimation de la période de retour de cette inondation est d'environ cent ans (sur la base de l'historique des observations). Il est impossible de déterminer une période de retour précise. En effet, l'historique de mesure des niveaux d'eau fait défaut pour permettre une estimation plus précise. De plus, le niveau d'eau n'est pas le seul paramètre déterminant, il faut également prendre en compte par exemple la direction du vent.

Gestion de la catastrophe

La gestion de la catastrophe a échoué sur un aspect essentiel : l'alerte de surcote de tempête n'a pas été comprise par les autorités concernées, ni par le public. Météo France (service météorologique national français) avait émis des alertes concernant la tempête sur l'ensemble des réseaux de télévision et avait également alerté sur la surcote de tempête. Mais les cartes météorologiques de Météo France montrées à la télévision ne fournissaient aucune information sur le risque d'inondation. Météo France n'était pas responsable des alertes inondation. Les niveaux d'eau locaux auraient dû être calculés par les collectivités locales (départements et communes), qui auraient ensuite dû alerter le public. Le fait que la population se soit préparée pour de forts vents, et non pour une inondation, s'est révélé fatal. Les gens ont fermé fenêtres et volets (électriques). Or les volets électriques ne peuvent pas être ouverts en cas de panne d'électricité ou d'inondation.

La France possède un certain nombre de lois restreignant la construction sur le littoral (1985) et dans des zones inondables (1995). Depuis 1990 toutefois, de nombreuses maisons ont été construites le long de la côte dans des zones inondables, protégées par des défenses adaptées pour la protection de terres agricoles mais insuffisantes pour la protection de zones habitées. Les coûts d'entretien des défenses contre les inondations sont supportés par des organisations locales ou des propriétaires privés. Or une inondation peut affecter une zone plus vaste que celle concernée par ces coûts d'entretien. De ce fait, les coûts d'entretien et de reconstruction ne sont pas supportés par l'ensemble des bénéficiaires.

Un certain nombre de raisons ont contribué au caractère catastrophique des inondations :

- les permis de construire avaient été accordés sur des zones inondables par les administrations locales, des élus (les maires), en contradiction avec la réglementation relative à l'occupation des sols ;
- les bâtiments construits depuis 1990 sont généralement uniquement de plain-pied, tandis que ceux construits entre 1960 et 1980 présentaient le plus souvent des parties d'habitation environ deux mètres au-dessus du sol ;
- les compagnies d'assurance offrent généralement un rabais (en lien avec le risque de cambriolage) si des volets ou des barres en acier sont installés au niveau des fenêtres des habitations.

Encadré 6.3 (suite)

**Étude de cas témoignant de l'importance de la planification de l'évacuation
Tempête Xynthia, en France (2010)****Les enseignements tirés**

Les alertes inondation doivent être émises de telle manière que les services de gestion de crise et le grand public puissent les comprendre et déterminer les actions à engager. Cela signifie un message simple et explicite (c'est-à-dire sans jargon technique). Il est important qu'à la fois les professionnels et le public comprennent le même message. Les personnes responsables de donner l'alerte, d'analyser le risque inondation et de communiquer avec le public doivent être clairement identifiées.

Pendant les tempêtes, certains équipements peuvent tomber en panne, y compris les marégraphes. De la même manière, les moyens de communication peuvent ne plus fonctionner. Des plans alternatifs, prenant en compte la défaillance des équipements, sont nécessaires. Il est aussi nécessaire de prévoir une redondance des dispositifs de mesure. La gestion des protections contre les inondations requiert des organisations fortes, indépendantes et locales, avec un mandat très clair pour assurer la maintenance, l'investissement dans de nouveaux ouvrages et l'inspection. L'ensemble des bénéficiaires doit payer pour la maintenance. Les coûts et avantages doivent être proportionnés pour l'ensemble des parties intéressées, de manière à réduire le risque de retard dans les opérations de maintenance.

Encadré 6.4

**Étude de cas relative à l'utilisation de « digues intelligentes » et de surfaces de visualisation
dans le cadre de la gestion des inondations en situation de crise, UrbanFlood, dans l'Union européenne**

UrbanFlood, projet européen financé par le septième programme cadre de l'UE, a étudié l'utilisation de capteurs au sein des digues en appui aux systèmes d'alerte précoce et à la gestion en temps réel des situations de crise. Inclure ces « digues intelligentes » dans des systèmes d'alerte précoce peut jouer un rôle capital dans la réduction du risque inondation en détectant des conditions potentiellement dangereuses et en annonçant l'initiation d'une catastrophe avant que l'événement ne se réalise complètement. Cela fournit également une information en temps réel sur le comportement et la résistance d'un ouvrage de protection contre les inondations au cours d'un événement.

UrbanFlood a étudié et montré au niveau de sites pilotes en Allemagne, aux Pays-Bas ainsi qu'au Royaume-Uni que suivre à distance des digues et des crues était faisable, que ce soit à partir de locaux situés à proximité ou à partir d'autres pays ou même d'autres continents, à travers l'utilisation sécurisée d'une technologie basée sur Internet. Les systèmes qui traitent et utilisent les données de capteurs, tels que la modélisation de la structure de la digue, les mécanismes de défaillance, le développement de brèches et l'inondation en résultant, de même que le logiciel de visualisation nécessaire, ont tous été raccordés en utilisant des technologies Internet. Des débats et des démonstrations de visualisation des résultats sur des surfaces multitactiles (cf. figure 6.5) ont montré que ce dispositif, qui permet de relier l'ensemble de l'information utile, peut être particulièrement intéressant pour les organisations chargées de la gestion des situations de crise.



Figure 6.4 **Câble de fibre optique en géotextile posé au sein d'une digue pour mesurer les déformations du terrain sur un site pilote**
(source : Victoria Bennett, RPI)

Encadré 6.4 (suite)

Étude de cas relative à l'utilisation de « digues intelligentes » et de surfaces de visualisation dans le cadre de la gestion des inondations en situation de crise, UrbanFlood, dans l'Union européenne

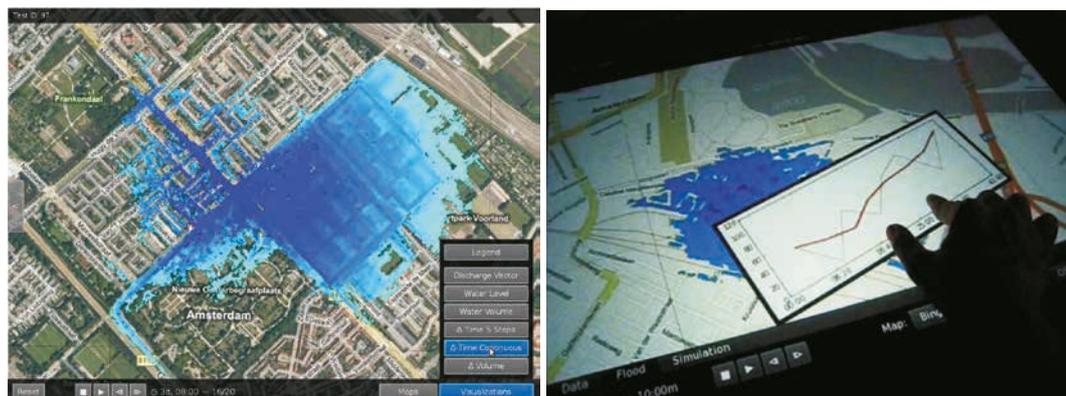


Figure 6.5 Surface multi-tactile utilisée pour associer les informations recueillies par les capteurs de la digue avec des simulations de gestion d'inondations en situation de crise (source : UrbanFlood)

6.2.3 Plans de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes

Comme indiqué à la section 6.2.2, les « plans de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes » sont davantage centrés sur les tâches que le gestionnaire de digue doit accomplir que les plans de gestion de crise qui présentent un champ d'action plus vaste. Les plans de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes constituent un élément essentiel pour engager les actions spécifiques visant à garantir qu'une digue conserve, au cours d'une crue ou d'une tempête, le niveau de protection tel que défini à l'échelle du système. Ces plans peuvent comprendre un ensemble de domaines incluant non seulement les interventions d'urgence sur les digues, mais également la maintenance, l'ingénierie, ainsi que les éléments clés tels que les marchés à passer avec les prestataires ou entreprises, les équipements, les installations et les communications. Dans ce domaine, il est conseillé au gestionnaire de digue de se concerter étroitement avec les autorités nationales et locales, ainsi qu'avec les autres membres de la communauté.

Un élément essentiel d'un plan de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes est le développement d'un logigramme des circuits de communication en situation de crise, pour établir qui sera informé par qui et dans quel ordre de priorité. Ce logigramme doit comprendre des noms et principales coordonnées (comme le domicile, le bureau et le téléphone portable). Le logigramme fait état des services chargés de la gestion de crise qui doivent être informés à différentes étapes de l'inondation. Le personnel associé à la gestion des ouvrages doit également figurer dans le plan et il convient de s'assurer que le personnel nécessaire est bien disponible pour intervenir 24h/24.

Pour obtenir l'aide des autres acteurs et pour les informer, il est fortement recommandé aux gestionnaires de digues de constituer un annuaire intégrant les numéros de téléphone pour la cellule de crise, des prestataires et entrepreneurs locaux, des fournisseurs et revendeurs d'équipements de protection contre les inondations, des hôpitaux, des services en charge des voies ferrées et des routes principales, de la police et des pompiers, ainsi que d'autres numéros essentiels.

Comme principe fondamental pour l'établissement du plan de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes, il est recommandé d'inclure des plans annotés présentant les composants du système de protection contre les inondations ainsi que les zones à risque au cours d'un événement. La liste doit clairement indiquer :

- les zones basses ;
- les zones sujettes à résurgence ;
- les zones sujettes à percolation ;
- les zones récemment sujettes à l'activité d'animaux fouisseurs ;

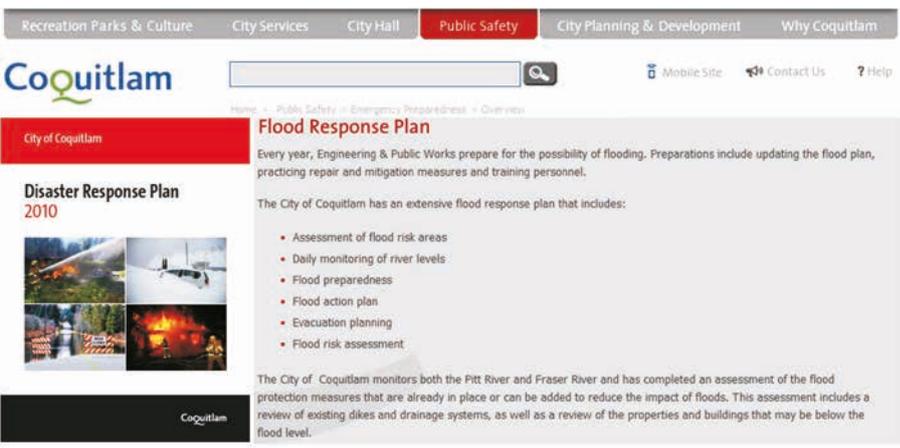
- les points d'accès alternatifs à la digue (au cas où les accès principaux deviendraient impraticables) ;
- l'emplacement des canalisations, dont on doit s'assurer de l'obstruction ;
- les lieux d'approvisionnement et de stockage des matériaux destinés aux interventions d'urgence, des pompes et autres équipements.

En sus de ces informations, les gestionnaires de digues doivent signaler précisément l'emplacement de l'ensemble des composants du système d'endiguement devant être fermés, tel que les vannes, les clapets, les batardeaux ou autres dispositifs de fermeture. Il est également nécessaire d'indiquer le service responsable de ces fermetures. Ce tableau doit préciser le niveau du cours d'eau ou tout autre indicateur qui servirait de signal pour la fermeture de chacun de ces dispositifs. De la même manière, le plan de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes doit clairement décrire les protocoles d'information aux services chargés de la fermeture des routes et des voies ferrées traversant les digues et les murs de protection contre les inondations.

Les plans de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes doivent être imprimés sur papier ou être publiés sur Internet. Ils peuvent faire l'objet d'une communication sur les deux supports pour obtenir une diffusion optimale (cf. encadré 6.5 pour un exemple de plan de gestion du risque inondation sur Internet, et l'encadré 6.6 pour un exemple de sommaire de plan de gestion des ouvrages en périodes de crues).

Encadré 6.5

Exemple d'information du public via internet sur un plan de gestion du risque inondation



The screenshot shows the City of Coquitlam website's 'Public Safety' section. The main heading is 'Flood Response Plan'. Below the heading, there is a paragraph explaining that the city's Engineering & Public Works department prepares for flooding by updating the plan, practicing repairs, and training personnel. A bulleted list details the plan's components: Assessment of flood risk areas, Daily monitoring of river levels, Flood preparedness, Flood action plan, Evacuation planning, and Flood risk assessment. A final paragraph states that the city monitors the Pitt River and Fraser River and has completed an assessment of flood protection measures, including a review of existing dikes and drainage systems.

Figure 6.6 Exemple de plan de gestion du risque inondation
(source : ville de Coquitlam, au Canada)

Encadré 6.6	
Exemple de modèle de plan de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes, en Irlande	
Structure d'un plan de gestion des inondations	
Page de couverture	
Liste des révisions du plan	
Résumé	
Table des matières	
<ul style="list-style-type: none"> 1) Introduction au plan de gestion des ouvrages soumis aux événements extrêmes 2) Zone d'intervention et historique des inondations – évaluation des risques 3) Rôles et responsabilités 4) Niveaux d'alerte aux inondations et plan d'action 5) Gestion de l'information et médias 	
<ul style="list-style-type: none"> 6) Annexes <ul style="list-style-type: none"> a. Liste des contacts b. Cartes c. Équipements de terrain, liste du matériel disponible et des principaux bâtiments. d. Politiques et procédures de vérification des matériaux et du matériel destinés aux interventions et à la surveillance des ouvrages e. Registres d'évacuation et de vulnérabilité f. Formulaire de compte-rendu d'incident et archives des inondations. g. Gestion de la circulation h. Opérations de rétablissement et de nettoyage i. Prévision des crues et alertes (détails du système) j. Considérations liées à la sécurité, à la santé et au bien-être k. Formation et évaluation en lien avec les plans de gestion de crise l. Liste de diffusion du plan de gestion de crise m. Liste des définitions n. Information du public o. Accords d'assistance mutuelle avec d'autres administrations locales p. Détails des instructions concernant les défenses temporaires de lutte contre les inondations 	
<ul style="list-style-type: none"> 7) Procédures spécifiques de l'Agence. <ul style="list-style-type: none"> a. Police b. Services locaux (incendie, défense civile et ingénierie) c. Forces de défense permanentes d. Santé, sécurité et environnement e. Services support 	

Figure 6.7 Exemple de modèle de plan de gestion des ouvrages en période d'événement extrême, en Irlande

6.2.4 Prise en compte la sécurité du personnel et des digues dans la planification

De façon à s'assurer que l'ensemble des personnels sont au fait des mesures et protocoles de sécurité en vigueur, y compris les procédures destinées à rendre compte des activités suspectes, les gestionnaires de digues peuvent mettre en place un plan de sécurité, dont l'existence peut grandement contribuer à l'amélioration de la sécurité, puisqu'il précise les exigences en matière de sécurité physique et de cybersécurité, les rôles et responsabilités de chacun, la coordination avec les responsables du maintien de l'ordre ainsi que les procédures pour rendre compte des activités suspectes.

Le périmètre et le contenu du plan de sécurité doivent être adaptés à la taille et à la complexité du système d'endiguement. Ce plan doit clairement indiquer les responsabilités des agents en lien avec la sécurité, présenter les mécanismes de coordination avec les services chargés du respect de la loi.

Classiquement, le plan de sécurité inclut les éléments suivants :

- coordination avec les services chargés du maintien de l'ordre ;
- compte rendu et gestion des incidents de sécurité ;
- sécurité physique ;
- communications et cybersécurité ;
- identification des agents et prestataires ;
- passation d'un contrat en matière de sécurité ;
- coordination avec les plans d'urgence ou opérationnels.

De plus, le plan doit prendre en compte les questions de sécurité liées à l'accès des visiteurs, les espaces de loisirs, les visites ou autres activités de routine et faire le lien entre les tâches de sécurité et le plan général de préparation aux situations d'urgence de la digue.

6.2.5 Suivi et mise à jour des plans

Les plans de préparation aux situations de crise doivent être périodiquement revus. Après chaque événement réel ou après chaque exercice de simulation, le personnel travaillant sur les digues doit effectuer un examen critique des actions entreprises pour déterminer si elles ont été efficaces et ont apporté les résultats escomptés. Il est également utile de revoir les plans après des événements ayant déclenché leur activation, de même qu'après des incidents inhabituels ou inattendus, ou après la revue des plans par un autre acteur.

Les mises à jour périodiques des plans doivent vérifier que les fournisseurs d'équipements et de matériel d'urgence, le nom des contacts et les numéros de téléphone sont bien actualisés. Des mises à jour doivent également intégrer la revue des parcours d'évacuation et de l'implantation des abris d'urgence, car ceux-ci peuvent changer au fil du temps.

Crues et inondations pouvant se produire à plusieurs dizaines d'années d'intervalle, il est capital que toute information utile soit enregistrée pour être utilisée lors de futurs travaux de planification. Les séances de retour d'expérience doivent associer l'ensemble des participants, de façon à permettre une exploitation utile de l'expérience acquise, gardant à l'esprit que les dispositions organisationnelles et la division des tâches entre acteurs peuvent changer avant l'inondation suivante. Les informations obtenues au cours de ces séances comprennent aussi bien les actions s'étant bien déroulées, les domaines d'amélioration que des recommandations pour solutionner des problématiques restantes ou des sujets de préoccupation.

6.2.6 Gestion des données et leur utilisation au cours des interventions d'urgence

Les informations concernant un système d'endiguement sont recueillies au fil du temps en appui des objectifs de gestion des ouvrages. La gestion des données et la conservation d'archives structurées montrant les points sur lesquels une intervention d'urgence a été menée ou sur lesquels des brèches se sont formées dans le passé sont importantes car elles permettent de situer les points de fragilité de la digue.

Ces points de fragilité devront être attentivement surveillés lors des visites de routine et des événements suivants. Ces informations peuvent également être utilisées pour éclairer des décisions concernant l'autorisation d'empiétements sur les digues ou pour définir des priorités d'actions correctives.

La conception des réparations d'urgence doit prendre en considération la constitution et l'historique de la digue (*cf.* chapitre 3, ainsi que pour la gestion des données la section 5.6).

Le tableau 6.1 fournit un exemple de la nature des données pouvant être utilisées au cours des interventions d'urgence, de même que les liens vers les parties correspondantes du présent guide où trouver des informations supplémentaires. *Cf.* chapitre 5 pour une présentation de la manière dont les données sont obtenues et gérées.

Tableau 6.1 Données utiles au cours des interventions d'urgence

Type de données	Description des données et de leur utilisation dans des interventions d'urgence	Liens
Archives opérationnelles	<p>Les archives peuvent inclure, mais sans y être limitées, les points suivants :</p> <ul style="list-style-type: none"> • les dates et notes concernant le fonctionnement des stations de pompage et des vannes ; • les dates et notes concernant les installations d'essai des dispositifs de fermeture ; • la préparation aux inondations et autres situations d'urgence ; • les protocoles de stockage des matériels et de conduite des exercices d'intervention en urgence. <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> • informations à collecter lors des visites de digues. 	chapitre 4
Données en lien avec les performances passées	<p>Les données concernant les performances passées (faisant aussi référence aux points de faiblesse) enregistrées au moment où des désordres ou incidents ont été signalés, et tout impact sur la digue constituent des informations importantes que le responsable de l'entretien doit régulièrement consulter. Il convient d'inclure les points où ont eu lieu des interventions d'urgence, pour empêcher la formation d'une brèche, de manière à effectuer un renforcement, de même que la documentation concernant les réparations permanentes.</p> <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> • informations à collecter lors des visites de digues. 	chapitres 4 et 5
Données ou résultats provenant des inspections, visites techniques, des évaluations de sûreté ou des visites de surveillance	<p>Les informations recueillies lors de travaux précédents comprennent les points suivants :</p> <ul style="list-style-type: none"> • stratigraphie de la digue et de ses fondations ; • géologie et géomorphologie ; • propriétés des matériaux et état des composants. <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> • connaissance des modes de défaillance probables ; • zones nécessitant ou non une visite technique ou une surveillance particulière ; • sélection d'une mesure d'urgence. 	chapitre 5
Plans de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes	<p>Les plans de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes comprennent des informations de référence sur la manière de réagir au cours d'une situation d'urgence et des plans d'intervention d'urgence. Cf. section 6.2 pour des informations détaillées sur ces plans.</p> <p>Utilisation comme :</p> <ul style="list-style-type: none"> • référence au moment de tester les dispositifs de fermeture ou de conduire les exercices de préparation aux interventions d'urgence ; • référence pour assumer des responsabilités lors d'une intervention d'urgence ; • référence aux points essentiels devant être vérifiés au cours des visites de surveillance menées au cours d'un événement de crue ou de tempête ; • référence aux solutions préconisées pour répondre à la détection d'un désordre au cours d'une visite de surveillance lors d'une crue ou d'une tempête. 	section 6.2 et chapitre 4
Informations relatives aux contacts	<p>Le gestionnaire de digue doit s'assurer que les coordonnées des personnes suivantes restent faciles d'accès :</p> <ul style="list-style-type: none"> • tous les prestataires effectuant ou ayant effectué des travaux sur la digue ; • le personnel mobilisé pendant les crues ou tempêtes ; • le personnel nécessaire aux interventions d'urgence et aux opérations de fermeture (y compris ceux ayant accès aux matériels stockés ou étant indispensables pour installer la fermeture) ; • les administrations locales et les responsables des situations d'urgence ; • les médias locaux ; • les parties prenantes (particulièrement celles représentant un grand nombre de personnes, comme notamment les immeubles de bureaux, les hôpitaux ou les prisons) et les responsables des communautés pouvant être affectées par une défaillance de la digue. <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> • le gestionnaire sait avec qui prendre contact en cas de problème ; • le gestionnaire sait avec qui prendre contact pour conduire des exercices de préparation à une crise. 	section 6.2 et chapitre 4

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

6.3 PRÉPARATION ET ENTRAÎNEMENT

Le travail de préparation aux situations de crise, qui mobilise la totalité des parties prenantes, augmente la résilience des communautés. Les responsabilités dans la préparation au risque inondation sont généralement partagées dans une certaine mesure entre administrations nationales et locales, entre parties prenantes du secteur privé et grand public. Bien qu'il ne soit pas possible de complètement prévenir ou atténuer l'ensemble des aléas à l'origine du risque, le travail de préparation à la crise peut contribuer à réduire l'impact potentiel des catastrophes par des actions entreprises avant qu'un événement ne survienne (département américain de la sécurité intérieure, 2012).

La préparation comprend la conduite des tâches et activités nécessaires pour constituer, maintenir et améliorer les capacités opérationnelles destinées à prévenir un incident, s'en protéger, y répondre et permettre le rétablissement de la situation. La préparation est un processus continu impliquant les points suivants :

- élaboration de plans de gestion de crise ;
- affectation et formation du personnel pour apporter une assistance dans des domaines essentiels des opérations de gestion de crise ;
- identification des ressources et approvisionnements pouvant être nécessaires dans une situation de crise ;
- inventaire des matériels et équipements devant être mis en œuvre lors d'une situation d'urgence.

Les gestionnaires de digues doivent se préparer à répondre aux enjeux potentiels de sûreté. Le niveau de la préparation doit être adapté aux enjeux. Les dispositions générales en matière de gestion du risque doivent permettre de faire face à toute éventualité, particulièrement lorsque le système d'endiguement est fortement sollicité. Le personnel en charge de la gestion des digues doit être formé à observer, évaluer et rendre compte de possibles faiblesses en termes de sûreté ou d'actions suspectes. Des événements extrêmes peuvent accroître l'intérêt d'un système d'endiguement comme cible potentielle d'attentat. Ces dispositions doivent également permettre aux gestionnaires de digues de concevoir la gestion du risque d'une façon plus globale.

6.3.1 Formation et exercices

D'importantes considérations pratiques et limitations physiques, pouvant facilement être omises dans un plan, doivent être révélées par des exercices au cours desquels le personnel chargé de la gestion des digues est formé aux opérations, à l'entretien et aux visites techniques approfondies du système d'endiguement. Des formations et / ou des exercices périodiques sont nécessaires pour tester le bon fonctionnement des ouvrages de fermeture, pour mieux connaître les conditions de surveillance et d'inspection au cours d'une crue ou d'une tempête, et enfin pour connaître les conditions d'intervention en réponse à des résurgences ou autres processus de détérioration et d'endommagement de la digue. La formation et les exercices sensibilisent également le personnel aux temps et moyens nécessaires pour effectuer certaines tâches.

À titre de recommandation générale, formations et exercices de base doivent inclure les points suivants :

- fonctionnement opérationnel des ouvrages particuliers inclus dans les systèmes d'endiguement (par exemple les vannes, stations de pompage, batardeaux et dispositifs de fermeture) ;
- notification du préavis de mobilisation du personnel pour des interventions d'urgence ;
- tests de communications et systèmes de communication de secours ;
- mobilisation des équipes de surveillance et de suivi des différents composants du système d'endiguement ;
- techniques essentielles d'intervention en gestion de crise ;
- coordination et contrôle (par exemple entre les volontaires, les chargés de la surveillance, les opérateurs, les secteurs endigués situés à proximité, le service des routes ou la cellule de crise) ;
- diffusion de l'information auprès du public.

6.3.1.1 Formation

En réponse à une situation d'urgence ou à une catastrophe, il peut être nécessaire d'attribuer au personnel des tâches autres que celles qu'il a l'habitude d'effectuer, ou de mobiliser un personnel ou des volontaires ne travaillant pas normalement pour le compte du service chargé de la gestion des digues. Il est donc essentiel qu'une formation adaptée soit apportée pour leur permettre de répondre avec efficacité à une situation d'urgence sur une digue. Une partie du personnel peut déjà être employée au sein de la communauté, mais d'autres seront nécessairement recrutés pour intervenir spécifiquement lors des situations d'urgence. Quel que soit le mode de recrutement, ils doivent être employés, affectés et formés à leurs activités sur les digues avant que n'apparaisse une situation d'urgence. Lorsque c'est possible, il convient de les inclure dans des exercices qui leur permettent de s'entraîner à ces tâches en simulant les conditions de l'urgence, de manière à ce que lorsqu'une véritable situation d'urgence apparaît, ils puissent remplir sans difficulté leur nouveau rôle. La formation de l'ensemble du personnel doit également comprendre une sensibilisation aux questions de santé et de sécurité.

6.3.1.2 Exercices

La gestion de crise au niveau d'une digue ou d'un système d'endiguement peut être complexe et difficile. Elle peut donc nécessiter des exercices pour le personnel (cf. encadré 6.7 pour un exemple d'exercice à grande échelle), de manière à mettre en place une réponse efficace. Ces exercices sont habituellement classés en deux catégories principales : exercices basés sur la discussion et exercices opérationnels.

Les exercices basés sur la discussion sont normalement utilisés comme point de départ d'une approche modulaire, de complexité croissante, des exercices. Ces types d'exercices valorisent classiquement les plans existants, les partenariats entre administrations ou entre services compétents, les procédures, et contribuent à mettre en place de nouveaux plans. Les exercices basés sur des discussions sont un outil intéressant pour familiariser le personnel aux compétences et responsabilités attendues. Ils peuvent comprendre des séminaires, des ateliers, des simulations ou des jeux.

Les exercices opérationnels représentent un niveau élevé de complexité. Ils sont utilisés pour valider les plans, politiques, accords et les procédures revues et/ou mises en place à travers les exercices basés sur la discussion. Ils peuvent permettre de clarifier les rôles et les responsabilités, d'identifier des écarts au niveau des moyens nécessaires pour mettre en œuvre les plans et procédures et d'améliorer les performances individuelles ou collectives. Les exercices opérationnels sont caractérisés par une réaction réelle à des événements simulés, la réponse à des situations d'urgence, la mobilisation de moyens et l'implication du personnel, généralement au cours d'une période prolongée dans le temps. Les exercices opérationnels peuvent comprendre des formations, des exercices pratiques, ainsi que des exercices à grande échelle.

La documentation des exercices est importante pour identifier les lacunes pouvant exister au niveau de la planification et de la coordination, de la formation du personnel, de l'équipement et du matériel. Une revue méthodique ou un processus de retour d'expérience peuvent apporter un retour d'information utile sur l'efficacité des politiques et des procédures, identifier les marges de progrès et formuler des suggestions pour remédier aux insuffisances. Les enseignements tirés des exercices devraient être intégrés aux sessions de formation suivantes dans le plan de préparation aux situations d'urgence, les plans de gestion des ouvrages en période de crue, les plans de sécurité.

Encadré 6.7

Exemple d'exercice à grande échelle, exercice Watermark, au Royaume-Uni (2011)

L'exercice Watermark (2011) a constitué le plus vaste et le plus réussi des exercices de préparation à la protection civile organisé en Angleterre et au Pays de Galles. Il a consisté à simuler une inondation entre le 7 et le 10 mars 2011 et a impliqué plus de 20 000 participants engagés dans les actions de résilience. L'exercice a constitué un test très sérieux du niveau de préparation du pays face à des inondations.

Ce travail a associé des ministres, présents dans la salle accueillant la cellule de crise du gouvernement, l'administration du Pays de Galles, plus de 10 départements administratifs, 14 centres opérationnels locaux, ainsi que 34 groupes supplémentaires menant des exercices sur plus de 40 sites distincts. L'exercice a démontré la capacité à apporter une réponse nationale à une situation de crise provoquée par des inondations.

Piloté par Defra, soutenu par l'administration du Pays de Galles et mis en œuvre par l'Environment Agency, l'exercice Watermark avait pour objectif de tester de nouvelles dispositions dans la protection contre une grave inondation survenant en Angleterre et au Pays de Galles. Ces dispositions intégraient les dispositifs nationaux de secours dans des situations d'inondation, des plans inondations rassemblant de multiples organismes publics, de nouveaux codes d'alerte inondation, ainsi que le Centre de prévision des inondations créé dans le cadre d'un ensemble de mesures engagées depuis les graves inondations de 2007. Le scénario a pris en compte les inondations dues aux ruissellements, aux cours d'eau, aux réservoirs ainsi qu'aux eaux côtières, avec comme paramètres intégrés à l'exercice, des brèches dans les protections contre les inondations et dans le barrage d'un réservoir.

Le rapport d'étape, publié en juin 2011, contient 28 recommandations de planification, de mise en œuvre et d'évaluation et 31 propositions pour tirer des enseignements de l'exercice. Les recommandations sont destinées à un niveau élevé de responsabilité et concernent la planification des exercices, la préparation aux situations de crise ainsi que la réponse aux incidents. Le rapport contient également des recommandations destinées à la population, aux niveaux national et local.

6.3.2 Sensibilisation du public

Sur le plan de l'adhésion du public, les meilleurs exemples de systèmes d'endiguement sont ceux dont les gestionnaires de digues et les responsables de la gestion de crise se sont assurés que les entreprises locales et les habitants comprenaient les dangers associés aux inondations et l'importance du système de contrôle des inondations. Même si le gestionnaire de digue n'est pas nécessairement obligé de mener des actions de sensibilisation du public, ces actions constituent néanmoins une part importante du processus d'implication du public. Les gestionnaires de digues sont à même de contribuer à la prise de conscience sur des problématiques essentielles, par des publications ou par l'organisation de réunions publiques, comme détaillé ci-après :

- **mise à disposition de documents publics** : de nombreuses personnes, particulièrement celles vivant dans la zone protégée, bénéficieront de la lecture de brochures présentant en détail le dispositif local de protection contre les inondations. Les gestionnaires de digues peuvent aussi publier des lettres d'information annuelles ou des articles dans les journaux. L'information doit aborder les thèmes suivants :
 - le fonctionnement du système d'endiguement ainsi que ses limites ;
 - les conséquences résultant de la défaillance d'une digue et du dépassement de son niveau de protection ;
 - un aperçu historique des inondations et des expériences du passé, mettant l'accent sur le fait que les scénarios du passé peuvent ne pas représenter ce qui se produira à l'avenir ;
 - les plans et les procédures de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes – ainsi que la manière dont la population locale peut contribuer ;
 - les plans locaux d'évacuation ou de mise en sécurité des personnes en cas d'inondation.
- **organisation de réunions publiques** : à moins d'une inondation réelle, le nombre de participants à ces réunions publiques est souvent faible, particulièrement si le public n'est pas correctement informé de la protection contre les inondations. Les gestionnaires de digues pourront trouver utile de combiner de telles réunions avec des échanges relatifs à l'industrie locale ou à d'autres thèmes, ou de soulever certaines problématiques au cours d'événements d'intérêt communautaire, tels que des programmes annuels ou spéciaux de sensibilisation du public ;
- **sensibilisation sur l'existence de systèmes adjacents** : les gestionnaires de digues doivent comprendre la manière dont des sections adjacentes de digues ou des ouvrages particuliers, éventuellement sur des propriétés privées, impactent le système à plus grande échelle et communiquer sur ce sujet auprès des parties prenantes concernées et auprès de la communauté. Même si ces ouvrages sont en dehors du périmètre de responsabilité, la communauté peut quand même être inondée s'ils ne fonctionnent pas correctement.

Cf. encadrés 6.8 et 6.9 pour des exemples d'engagement et de sensibilisation de parties prenantes.

Encadré 6.8

Exemple de cartographie des inondations et d'engagement des parties prenantes, programme Risk MAP, aux États-Unis

L'Agence fédérale de la gestion de crise (FEMA), qui appartient au Département américain de la sécurité intérieure, coordonne l'action de l'administration fédérale en phases de préparation, de réponse, de rétablissement et de mitigation pour l'ensemble des catastrophes, qu'elles soient d'origine naturelle ou d'origine humaine, y compris celles résultant d'actes de terrorisme. La FEMA considère qu'un élément essentiel de la réduction du risque inondation est la caractérisation de l'aléa associé aux inondations. Toutefois, la caractérisation et la cartographie des aléas ne réduisent pas nécessairement à elles seules le risque inondation.

Afin de pleinement remplir son rôle et d'atteindre ses objectifs, la FEMA a mis en place un programme de cartographie, d'évaluation et de planification relatif aux risques (Risk MAP - FEMA, 2008). Risk MAP vise, par la collaboration des services de l'État, des administrations locales et des entités tribales, à livrer des données de qualité qui accroissent la sensibilisation du public, et à conduire des actions destinées à réduire les pertes en vies humaines et celles de biens. Pour réaliser ce programme, la FEMA doit faire évoluer son approche traditionnelle qui consistait à identifier et cartographier les inondations pour se tourner vers un processus plus intégré d'identification, d'évaluation, de communication et d'atténuation des risques liés aux inondations.

Ce programme est largement mis en œuvre au sein des communautés concernées par des digues. La FEMA a identifié de nouvelles procédures qui améliorent la capacité des États-Unis à cartographier et à atténuer le risque inondation en lien avec les digues. Ce processus est basé sur des principes essentiels largement répandus – un processus interactif d'engagement des parties prenantes, ainsi que des approches plus robustes d'ingénierie et de cartographie – qui fondent le cadre d'une approche plus crédible, fiable sur les plans technique et économique.

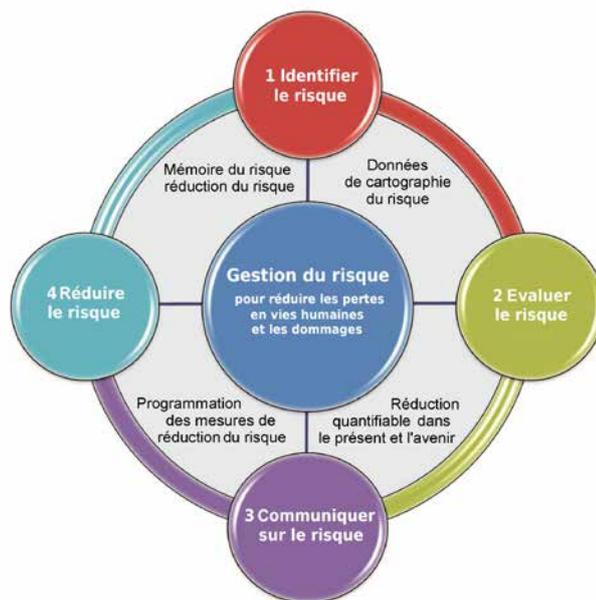


Figure 6.8 Représentation d'un cycle des processus associés au programme Risk MAP (source : FEMA)

Processus interactif d'engagement des parties prenantes : l'analyse de la digue et les procédures de cartographie comprennent un processus hautement interactif de coordination avec les principales parties prenantes, dont les représentants des communautés et les gestionnaires de digues. La formation d'un groupe de travail local consacré aux digues peut être organisée. La FEMA travaille avec les parties prenantes pour choisir une approche d'ingénierie et de cartographie basée sur un ensemble de facteurs, par exemple les données disponibles, le système d'endiguement et les caractéristiques des inondations, le niveau potentiel de risque associé à la présence d'une digue, la volonté du responsable de la digue de contribuer au recueil des données et aux analyses, ainsi que la disponibilité de financements de la FEMA pour les études.

Amélioration de la fiabilité des approches d'ingénierie et de cartographie destinées à évaluer le risque inondation des digues : auparavant, la FEMA utilisait une seule approche d'analyse et de cartographie pour évaluer le risque inondation associé aux digues ne présentant pas un niveau de protection contre les inondations correspondant à un événement de probabilité d'occurrence annuelle de 1 %. À présent, les communautés concernées par une digue sont capables de produire un ensemble d'analyses et de cartographies reflétant mieux le caractère spécifique de leur contexte et caractérisant mieux leur risque inondation. Ces procédures comprennent l'analyse d'un débordement, d'une brèche ou d'une inondation naturelle (sans digue).

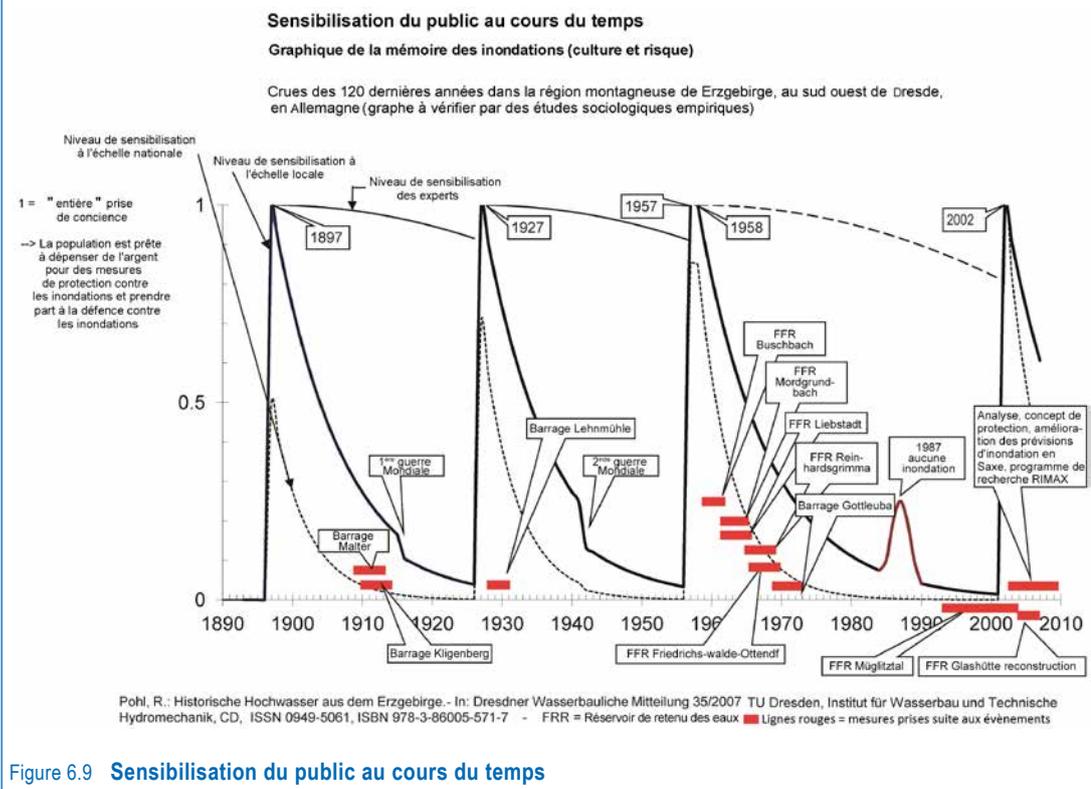
Encadré 6.9

Sensibilisation du public aux inondations, évolution dans le temps – une étude, région de l'Erzgebirge, en Allemagne

L'intérêt du public pour la prévention des inondations dépend toujours du niveau de sensibilisation et de la perception correspondante du danger lié aux inondations. Après une inondation, cette sensibilisation du public atteint un maximum, puis malheureusement décroît relativement rapidement au cours du temps lorsque d'autres événements ou d'autres problèmes surviennent.

Les courbes de sensibilisation aux inondations correspondant au niveau de sensibilisation national, local, ou de la communauté des experts, sont présentées à la figure 6.9. Ces courbes, qui correspondent à une région proche de Dresde, sont basées sur des hypothèses générales, et elles pourraient être affinées et quantifiées à travers des études sociologiques empiriques. Toutefois, certaines tendances peuvent être illustrées à partir de cette représentation :

- la sensibilité aux problèmes d'inondation aux niveaux national et local décroît relativement vite. Les courbes indiquent que la sensibilisation générale aux inondations baisse de moitié moins de dix ans après qu'une inondation est intervenue ;
- le maximum de magnitude de la perception nationale de court terme augmente au cours du temps en raison du développement des mécanismes de médiatisation et de communication publique ;
- en raison d'inondations extrêmement fortes (1897, 1927 et 1957) ayant une période de retour apparente de trente ans dans la région de l'Erzgebirge, de nombreuses personnes attendaient un événement similaire en 1987, mais il ne s'est pas produit ;
- un certain nombre d'initiatives de planification, ou engagées sur les plans législatif, organisationnel et structurel pour protéger contre les inondations ont été entreprises après chaque inondation, comme indiqué au niveau de la figure (barres rouges). Il y a un décalage entre l'inondation et les initiatives correspondantes de protection contre les inondations, en raison du travail associé de planification, de conception et de construction.



6.4 ÉVÉNEMENT ET GESTION DE CRISE

Les gestionnaires de digues, les acteurs en charge de la gestion de crise ainsi que les administrations compétentes, chacun pour ce qui les concerne, doivent avoir une bonne appréhension des risques d'inondation. L'utilisation des moyens disponibles au cours d'une inondation doit être définie en tenant compte des risques pour le personnel et l'équipement. Les moyens doivent être attribués aux secteurs où existent des doutes quant à la performance des digues et/ou aux secteurs où les conséquences d'une défaillance seraient les plus importantes.

Les gestionnaires de digues doivent être conscients des séquences qui caractérisent le déroulement d'une inondation ou d'une tempête :

1. les services météorologiques prévoient la probabilité d'une forte pluie ou d'une tempête ;
2. sur la base de cette prévision météorologique se greffe la possibilité d'une inondation ;
3. sur la base de cette prévision d'aléa est émise une alerte aux inondations ;
4. les gestionnaires de digues engagent **des actions de préparation à la gestion de crise** ;
5. alors que l'événement se concrétise, les gestionnaires de digues mettent en œuvre **leurs actions de gestion de crise (principalement la gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes)** ;
6. **les actions post-crise**, après le paroxysme de l'événement, permettent un retour à des conditions plus normales ;
7. après l'événement, les actions de rétablissement de la situation et d'atténuation de la vulnérabilité sont engagées.

Lorsque la menace s'accroît, la réponse doit être ajustée en conséquence. Si les prévisions d'inondation donnent du temps pour une préparation à la crise, ou pour des mesures de protection renforcée, alors ces mesures doivent être mises en œuvre. Sur la côte, il est important d'être conscient que les interventions sur les digues peuvent être limitées par la sévérité des conditions de la tempête (notamment la vitesse du vent ou des franchissements par les vagues) qui restreignent l'accessibilité à la digue. Si les prévisions annoncent des conditions si difficiles que les moyens disponibles ou les contraintes de temps ne permettent pas une réponse adaptée, alors des évacuations ou mises en sécurité des personnes peuvent être lancées. Dans certains cas, le renforcement des protections en urgence et la mise en sécurité des personnes peuvent être menés en parallèle.

Lorsqu'une tempête approche ou qu'augmente la probabilité d'une inondation, les autres administrations compétentes peuvent activer leur(s) cellule(s) de crise et déployer intégralement leur plan de gestion de crise en parallèle des actions réalisées par le gestionnaire de digue.

6.4.1 Actions préliminaires de gestion de crise

À réception de l'information officielle de prévision de hautes eaux ou d'une tempête, les gestionnaires de digues doivent préparer les actions de gestion de crise. Les responsables de digues sont fortement encouragés à prendre contact avec les responsables locaux chargés de la gestion de crise qui doivent activer leur(s) cellule(s) de crise. Une description actualisée de l'état du système d'endiguement et de la situation doit leur être régulièrement communiquée au cours de la gestion de crise.

Dans le cadre des actions préliminaires, le personnel en charge de la gestion des digues doit :

- découper les digues en secteurs géographiques et attribuer ces secteurs à des équipes ou à des individus ;
- vérifier que le personnel a bien accès aux digues, aux répertoires à jour, à la liste des composants du système de protection contre les inondations, aux plans et autres éléments critiques ;
- coordonner les efforts avec les communautés en amont et en aval, et éventuellement sur l'autre rive du cours d'eau ;
- alerter le public (vivant dans la zone protégée) de la possibilité d'une inondation, en donnant l'alerte de façon précoce pour permettre de prendre des mesures et de minimiser les risques pour les entreprises et les habitations ;
- vérifier que les cellules de crise sont informées de la situation ;
- débiter les opérations de suivi de la situation et transmettre des rapports de situation aux cellules de crise, en tant que de besoin ;
- organiser des séances d'information sur les questions de sécurité pour les équipes de terrain.

Ces actions doivent faire partie du plan de gestion des ouvrages en périodes de crues ou de tempêtes (cf. section 6.2).

À l'approche de la crue ou de la tempête, une visite des digues doit être conduite, au cours de laquelle le gestionnaire veillera à ce qu'une attention particulière soit portée aux éléments suivants :

- conditions hydrauliques, y compris les vagues, et toute accumulation de déchets, de débris, ou de glace ;
- conditions d'accès aux routes, aux chemins de fer et à l'eau ;
- révision de la localisation, de la quantité et de l'état de l'ensemble du matériel et des matériaux nécessaires (par exemple sacs, sacs de sable, pieux et panneaux de bois, enrochements, matériaux fins, matériaux de carrière, *big bags*, éclairages...), ainsi que leur répartition et leur stockage en des points où des interventions sont à prévoir ;
- vérification des systèmes de communication ;
- inspection par le gestionnaire de digue ou par un autre service responsable des ouvrages hydrauliques (la plupart des ouvrages hydrauliques sont implantés de manière à acheminer à travers les digues par écoulement gravitaire les eaux drainées dans les parties basses de la zone protégée). En raison de leur implantation, les ouvrages hydrauliques sont généralement soumis à inondation avant la plupart des autres composants du système de protection contre les inondations, et une attention particulière doit être portée aux vannes à clapet et autres dispositifs de drainage qui pourraient ne plus être accessibles par la suite ;
- état des réparations récemment effectuées sur le système d'endiguement ;
- vérification des chantiers en cours et fermeture des ouvertures dans la digue le cas échéant ;
- identification des zones de résurgence, d'infiltrations et autres types de détérioration ou de dommage et des situations où le niveau de l'eau se rapproche du niveau de la crête de la digue.

D'autres actions préliminaires de gestion crise peuvent être menées en complément :

- revue des missions assignées aux agents en charge de la surveillance des digues et des opérations de fermeture, etc. ;
- obtention des listes de l'ensemble des équipements pouvant être mobilisés, y compris les embarcations motorisées, les voitures, l'équipement de construction et de terrassement, ainsi que les camions ;
- évaluation des besoins logistiques (par exemple véhicules ou radios) ;
- vérification du bon fonctionnement des équipements mobiles de protection contre les inondations ;
- enregistrement des valeurs mesurées et suivi des hauteurs du cours d'eau ;
- fermeture des accès au public ;
- installation en tant que de besoin de batardeaux. Avant de limiter l'accès à travers une digue, toutes les fermetures de routes doivent être coordonnées avec les services en charge des transports ou des voies ferrées ;
- enlèvement de tout matériau dangereux à proximité du système d'endiguement.

6.4.1.1 *Surveillances et inspections*

Les actions de surveillance sont essentielles lors de la gestion d'une crise (aussi bien lors de la phase préliminaire que lorsque l'ensemble du dispositif est activé). Ces actions de surveillance peuvent également être qualifiées « d'inspections » dans d'autres parties du présent guide. Pour minimiser les dommages et prévenir une défaillance du système d'endiguement, les désordres doivent être détectés aussitôt que possible et traités en conséquence.

L'information portée dans la présente section et relative à la surveillance considère des conditions optimales, dans lesquelles il n'existe aucune contrainte de moyens (en personnel, en équipement, en financement ou en temps). Il est évident que cela ne sera généralement pas le cas, et que ces contraintes conditionnent le niveau réel de surveillance. Si les moyens constituent un facteur limitant, alors le gestionnaire de digue doit concentrer les actions de surveillance sur les secteurs présentant le risque le plus élevé (par exemple des zones urbaines plutôt que des zones agricoles, des tronçons ayant connu par le passé des désordres, des tronçons présentant des matériaux connus pour être sensibles ou des tronçons présentant des points critiques, etc.).

Dans l'idéal, le système d'endiguement doit être inspecté à intervalles fréquents en phase préliminaire et en phase de déploiement complet du dispositif. Au cours de la phase préliminaire, une fréquence d'une fois par jour est recommandée, avec une augmentation de la fréquence lorsque la situation s'aggrave. Les inspections doivent être conduites par des équipes plutôt que par des individus. Les responsabilités classiques des équipes de surveillance des digues sont les suivantes :

- **tâches générales :**

- enregistrement des niveaux du cours d'eau ;
- inspection fréquente des clôtures côté cours d'eau pour s'assurer qu'elles ne présentent pas de débris (les débris accumulés doivent immédiatement être retirés, ou la clôture doit être coupée pour permettre aux débris de se libérer et réduire le risque d'endommagement de la digue) ;
- vérification des accès à la digue ;
- photographies de l'ensemble des problèmes significatifs (marquer la date et l'heure ainsi que, si elles sont disponibles, les coordonnées GPS). Noter si possible les niveaux du cours d'eau sur les photos ;

- **tâches spécifiques au niveau des digues** – rechercher les signes de faiblesse suivants :

- résurgences chargées de sable ou zones humides inhabituelles du côté terre en pied de digue ;
- glissements en tous genres au niveau du talus de la digue, et signes d'instabilité du remblai (fissures circulaires en crête de digue ou sur les talus) ;
- franchissements de vagues (revanche consommée) ;
- infiltration (eau observée sortant du talus de la digue ou du pied de la digue côté terre) ;
- érosion par les vagues ou affouillement côté cours d'eau (des glissements verticaux apparaissant sur le talus) ;
- affaissement de la crête de digue ;
- vérification des puits de décompression (avec écoulement ou sans écoulement) ;
- vérification de la bonne fermeture des vannes ou des clapets anti-retour ;
- vérification de la fermeture des ouvertures (tels que batardeaux, portes...) ;

- **tâches spécifiques au niveau des murs de protection contre les inondations** – rechercher les éléments suivants :

- zones saturées, percolations, résurgence avec entraînement de matériaux (du côté terre du mur), fontis (des deux côtés du mur) ;
- affaissement (mouvement vertical) du mur ;
- affouillement de la rive pouvant affecter la stabilité du mur ;
- inspection des conduites d'écoulement à la base de la digue (avec ou sans écoulement) ;
- inspection des joints monolithiques à la recherche de signes de défaillance ou de détérioration des matériaux ;
- vérification de la fermeture des ouvertures ;
- basculement de l'ouvrage (lié à la pression de l'eau) ;
- franchissements de vagues (consommation de la revanche) ;
- fissuration du béton ou autre détérioration ;

- **tâches spécifiques au niveau des stations de pompage :**

- vérification de la bonne ventilation (orifice de ventilation ou ventilateurs) de l'installation de pompage, de manière à éviter une surchauffe du moteur des pompes ;
- recherche de fontis ou de zones humides autour de la station de pompage et/ou un affaissement du local de pompage. Cela peut être le résultat d'une rupture des conduites. Si cette situation est suspectée, les pompes et les moteurs doivent être arrêtés jusqu'à ce qu'un examen technique puisse être mené pour analyser la situation ;
- vérification que les opérateurs désignés assurent bien chaque jour le service 24h/24.

Les observations ou les actions de surveillance (ou d'inspection) doivent être décrites dans un compte rendu formel pouvant être utilisé(e) soit pour transmettre l'information au personnel responsable qui peut décider d'opérations d'entretien ou de réparations en urgence, soit par la suite comme un moyen de

faciliter le retour d'expérience et l'amélioration du plan. Cela peut également aider, dans des situations juridiques délicates, le responsable de la gestion des digues à justifier de ses actions. Cf. section 5.6 pour l'utilisation ultérieure de ces informations dans le cadre d'une évaluation ou d'une prise de décision.

6.4.1.2 *Précautions à prendre en lien avec les questions de sécurité et de sûreté*

Pour réduire le risque de blessure des membres des équipes de surveillance, la meilleure méthode à suivre est de parcourir la digue avec trois personnes alignées : une personne côté eau, près de la surface de l'eau, une sur la crête de la digue et une en pied de digue côté terre. L'équipe doit se déplacer suffisamment lentement pour permettre à la personne se trouvant côté eau d'inspecter en dessous de la surface de l'eau avec une tige, de manière à pouvoir détecter une érosion. L'ensemble du personnel doit disposer de l'équipement de sécurité approprié, tel qu'une corde d'assurance et un gilet de sauvetage.

La personne côté cours d'eau doit également être attentive aux objets flottants. Branches et racines d'un arbre arraché et emporté par le courant peuvent venir frapper une personne marchant au bord de l'eau. Pour augmenter les chances de repérer des objets flottants, il est préférable de mener l'inspection de la digue en marchant vers l'amont. Lors de l'inspection des murs de protection contre les inondations, l'équipe de surveillance ne doit pas marcher au sommet du mur, mais plutôt se concentrer sur les zones côté terre, où apparaissent majoritairement les désordres.

Au sein de l'équipe de surveillance, chaque personne doit s'être familiarisée avec le plan et des signaux d'évacuation applicables localement. Si l'évacuation est nécessaire, l'équipe de surveillance doit se déplacer dans un lieu prédéterminé sans se disperser. En cas d'évacuation, lors du retour vers le système d'endiguement, les conditions de crue peuvent être considérablement différentes de celles observées avant l'évacuation, particulièrement si la digue a subi une surverse. Si une surverse intervient à la tombée de la nuit, il est recommandé que l'équipe de surveillance ne reprenne pas ses activités avant le lever du jour, bien qu'il existe des cas où il n'est pas possible de suivre cette recommandation.

Les équipes de surveillance doivent être vigilantes à toute personne dont la présence ne serait pas justifiée, et à toute activité suspecte. Des individus peuvent tenter de tirer avantage de situations déjà dangereuses au niveau des digues ou des murs de protection (y compris des parapets ou des batardeaux) pour se livrer à des actes de malveillance. Toute activité suspecte doit immédiatement être signalée aux autorités chargées du maintien de l'ordre.

6.4.1.3 *Interventions et réparations d'urgence*

Une fois que l'inspection a été réalisée, la question des interventions d'urgence doit être traitée avant que le niveau des eaux ne s'élève davantage, qu'une brèche ne commence à se développer ou qu'une nouvelle crue ne survienne. Les interventions en situation de crise ne se substituent pas aux tâches courantes d'entretien (cf. chapitre 4) et les gestionnaires ou opérateurs ne doivent pas reporter les tâches suivantes :

- une attention immédiate doit être portée au niveau de la crête de chaque section ou profil de digue. Il s'agit de les comparer à ceux indiqués sur les plans de récolement. Le comblement avec des matériaux compactés de tout tassement, affaissement, fontis ou zone d'érosion apparaissant sur la crête, les talus ou la berme côté terre de la digue, doit être entrepris. Les matériaux utilisés pour ce type d'intervention doivent être prélevés sur des sites éloignés (non adjacents au système d'endiguement), sauf s'il a été préalablement déterminé que l'extraction dans des zones adjacentes à la digue n'affecterait pas la stabilité ou les écoulements dans la digue ou dans sa fondation. Il convient de n'utiliser de matériaux adjacents que sous la supervision directe du responsable de la digue, et avec l'appui de personnes compétentes. Les matériaux de comblement doivent être, autant que nécessaire, compactés et protégés du lessivage par les vagues et des autres érosions. Il convient d'utiliser des sacs de sable uniquement si des matériaux de comblement adaptés ne sont pas disponibles ;
- examen de l'ensemble des fossés d'écoulement du côté terre et enlèvement de tout embâcle. Il convient d'être prêt à creuser des tranchées de drainage, comprenant des dispositifs de filtres appropriés, mais pas avant que l'écoulement réel n'apparaisse. Le creusement des tranchées à proximité de la digue, ou dans l'espace occupée par la berme, est dangereux, et ne doit pas être entrepris sans la supervision directe de personnes compétentes ;

- les ouvrages de drainage sont généralement sujets à inondation à des niveaux inférieurs de crue par rapport aux autres composants du système de protection contre les inondations et tout problème de maintenance doit être corrigé aussi rapidement que possible. L'ensemble des vannes et clapets anti-retour présentant une situation critique doit être vérifié manuellement et réparé avant que l'exutoire de la structure ne soit submergé. Il convient d'enlever les débris et tout autre objet ou matériau susceptible de provoquer une obstruction. Si un organe de fermeture est défaillant et ne peut pas être réparé, il faut envisager de bloquer l'ouverture de l'ouvrage par d'autres moyens.

6.4.1.4 Interaction avec le public

L'équipe de surveillance peut apercevoir des visiteurs sur les digues ou sur les murs de protection contre les inondations. Dans des zones densément peuplées, une personne supplémentaire doit être adjointe à chaque équipe de surveillance pour jouer le rôle de responsable de la sécurité, en expliquant les dangers. Les équipes peuvent diffuser des fiches d'instructions décrivant le plan d'évacuation des personnes. Il est important pour le public d'être averti du danger existant à proximité des digues elles-mêmes, et d'être évacué ou tenu à distance.

6.4.2 Actions en situation de crise

En fonction de la gravité prévue d'une inondation, le gestionnaire de digues et ou le responsable de la gestion de crise doivent proportionner la consistance et la fréquence de leurs actions, en particulier les surveillances et les interventions, en fonction du risque. Les décisions concernant ce « niveau d'alerte » sont généralement prises en coordination avec les autorités locales.

Certains plans de protection contre les inondations prescrivent des actions en fonction de hauteurs d'eau spécifiques (ou niveaux de crue), tel qu'indiqué à l'encadré 6.10. Dans le cas où les plans ne détaillent pas d'actions spécifiques à des hauteurs d'eau prédéfinies, le niveau d'alerte dépendra des décisions des autorités locales. Aux premiers niveaux d'alerte, des surveillances espacées peuvent suffire. Toutefois, à des niveaux d'alerte supérieurs, il sera fait appel à des équipes supplémentaires pour assurer un niveau d'activité plus soutenu. Les encadrés 6.11 et 6.12 présentent des exemples d'ajustement du niveau d'alerte à des conditions de crue variables.

Lorsque l'ensemble du dispositif est déployé, les surveillances sont menées en permanence. En plus des actions conduites précédemment, le personnel de la digue doit assurer les tâches suivantes :

- assurer l'enregistrement ou l'inventaire, au fur et à mesure de leur utilisation, de l'équipement, du matériel et des fournitures utilisées pour la gestion des inondations ;
- tenir le public informé de la situation à travers les médias, si cela se justifie ;
- mener des interventions (*cf.* sections 6.5 à 6.10), y compris des réparations en réponse à des problèmes d'érosion, d'infiltration ou de stabilité ;
- assurer la présence d'opérateurs de station de pompage chaque fois que paraît imminente la nécessité d'une intervention, y compris quand le fonctionnement des stations a été automatisé. Les opérateurs doivent parfaitement comprendre la manière dont a été conçu le fonctionnement de la station de pompage, et être ainsi capables d'opérations manuelles en cas de défaillance des équipements automatisés ou des capteurs ;
- employer des pompes portables pour évacuer l'eau par-dessus la digue au cas où elle s'accumule dans des endroits où cela n'est pas souhaitable, ou si la montée de l'eau est trop rapide dans les zones d'accumulation ;
- surveiller les zones de regroupement ;
- surveiller les fosses d'accumulation et les dégrilleurs destinés à la récupération des sédiments et des débris.

Encadré 6.10

Exemple de réponse graduée dans la lutte contre les inondations, en France

Le Symadrem est un établissement public chargé de la surveillance, de la gestion et de l'entretien des digues du delta du Rhône, en toutes circonstances. Son périmètre d'intervention couvre 210 kilomètres de digues fluviales et 30 kilomètres de digues maritimes, construites durant la seconde moitié du XIX^e siècle. Ces digues protègent 115 000 personnes. Le Symadrem dispose de 24 agents permanents (huit ingénieurs, huit gardes-digues et huit agents administratifs). Les principales décisions sont prises par un comité syndical composé de 29 représentants élus.

Pendant les périodes de crue, un dispositif de surveillance et d'intervention est graduellement déployé.

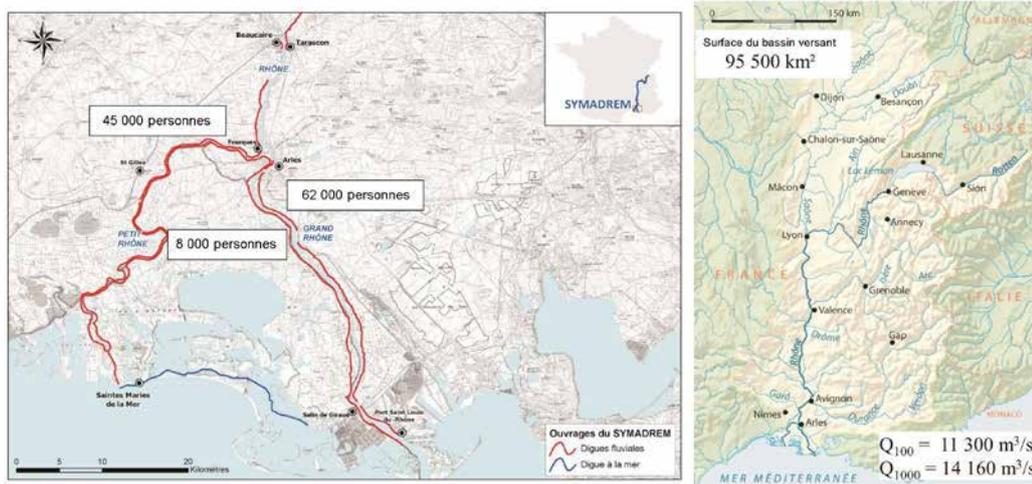


Figure 6.10 **Delta du Rhône (a) et bassin versant (b)**
(source : Symadrem)

Problématiques apparaissant au cours des périodes de crue : les digues de Camargue ont été construites dans la seconde moitié du XIX^e siècle, après les grandes inondations de 1840 et 1856, dont les périodes de retour sont respectivement de 400 et 250 ans. Les ouvrages ont été construits sur d'autres digues plus anciennes. Du fait de leur mode de construction (compactage avec des pieds de dames manuels de 15 kilos) et de leur composition hétérogène (alternance de limon et de sable) due aux phases successives de construction (effet mille-feuille), les digues sont très exposées à des défaillances par érosion interne. La probabilité de dommages structurels existe dès les premières sollicitations du fleuve et s'accroît avec l'importance et la durée de la crue. Les inondations de 1993, 1994, 2002 et 2003 ont montré que des brèches pouvaient se former avant que l'eau n'atteigne le sommet de la digue. Dans ces conditions, un désordre ou une amorce de brèche qui n'est pas rapidement détecté(e) et aussitôt traité(e) peut rapidement s'aggraver et conduire à la formation d'une brèche et à l'inondation de la zone protégée.

Principes de surveillance des digues et des interventions d'urgence : compte tenu des obligations respectives du Symadrem et des maires des communes, du linéaire important de digues à surveiller et de l'effectif en personnel permanent insuffisant pour mener ces tâches, le Symadrem a mis en place un plan basé sur la mise à disposition par les communes d'agents municipaux et de citoyens volontaires.

Cinq seuils d'alerte sont définis en fonction du débit du Rhône en tête de delta, de la géométrie des ouvrages et du niveau de sûreté des digues :

Seuil d'alerte	Décisions	Seuil de débit (m³/s) déclenchant les niveaux d'alerte des groupes		
		Groupe 1	Groupe 2	Groupe 3
Pré-alerte	Activation du plan : surveillance de points spécifiques par les gardes-digues	4 200		7 500
Alerte 1	Surveillance renforcée par les gardes-digues (fermeture des ouvrages hydrauliques traversants)	5 500		8 400
Alerte 2	Surveillance linéaire par les équipes de surveillance des ouvrages (uniquement le jour)	6 750	7 500	9 000
Alerte 3	Surveillance linéaire des ouvrages par les équipes de surveillance (24h/24h)	8 400	9 000	10 500
Alerte 4	Niveau de sûreté – évacuation des équipes de surveillance	XX	XX	XX

Pour chaque seuil d'alerte est définie une liste d'actions correspondant aux risques associés à la crue. Les parties prenantes impliquées dans le plan sont les suivantes :

- le Symadrem pour la gestion des digues ;
- les autorités locales pour assurer la sécurité de la population et fournir les équipes de surveillance ;

Encadré 6.10 (suite)

Exemple de réponse graduée dans la lutte contre les inondations, en France

- les entreprises de travaux publics pour les interventions d'urgence ;
- le service de prévision des crues ;
- les préfetures et la sécurité civile (armée et services de secours) pour la gestion de crise et l'organisation des secours.

Les équipes mobilisées pour la surveillance des digues et les interventions d'urgence sont les suivantes :

- un poste de commandement de la surveillance des ouvrages, composé d'ingénieurs, de gardes-digues et de personnel administratif ;
- **44 équipes de surveillance** : agents municipaux et volontaires appartenant à la Réserve communale de la sécurité civile (sous l'autorité directe du maire et sous l'autorité fonctionnelle du Symadrem lors de la surveillance des digues) ;
- **huit agents municipaux (désignés par le maire)**, chargés de superviser la composition et la gestion des équipes de surveillance (équipement et transport) ;
- trois entreprises de travaux publics chargées de la réalisation des travaux en urgence.

Le poste de commandement de la surveillance des ouvrages est basé au siège du Symadrem. Lors des deux premiers niveaux d'alerte (pré-alerte et alerte n° 1), les digues ne sont pas directement sollicitées par le fleuve, à l'exception de zones spécifiques de fragilité telles que celles ne présentant pas de ségonnal (absence d'espace entre le lit mineur et les digues) ou au droit d'anciennes brèches. La surveillance des digues est assurée par les gardes-digues. La réparation des désordres (terriers de blaireaux) est effectuée par les entreprises chargées des travaux d'entretien. C'est également à ce stade que les ouvrages hydrauliques traversant les digues sont fermés par leurs responsables et que les accès aux digues sont ouverts. Au cours de ces deux phases, la composition du poste de commandement de surveillance des digues est réduite (seulement les directeurs). Le schéma simplifié de l'organisation mise en place pour ces deux étapes est le suivant :

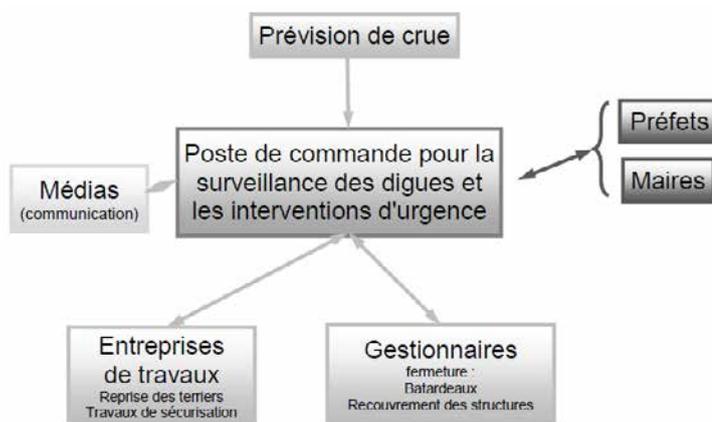


Figure 6.11 Alerte précoce et alerte n°1 – gestion des crues par le Symadrem et liens avec les autres acteurs

En phases d'alerte n° 2 et n° 3, les digues sont directement sollicitées par le fleuve. La surveillance linéaire est activée. En phase d'alerte n° 2, la surveillance est effectuée pendant la journée. Lorsque l'alerte n° 3 est déclenchée, la surveillance est effectuée 24h/24. Les 44 équipes de surveillance du linéaire, composées de personnel municipal et de volontaires provenant des réserves communales de la sécurité civile sont sous l'autorité directe du maire et sous l'autorité fonctionnelle du Symadrem dès qu'elles sont présentes au niveau des digues. La composition du poste de commandement est élargie (l'ensemble du personnel est mobilisé). Le schéma simplifié de l'organisation mise en place pour ces deux niveaux d'alerte est le suivant :

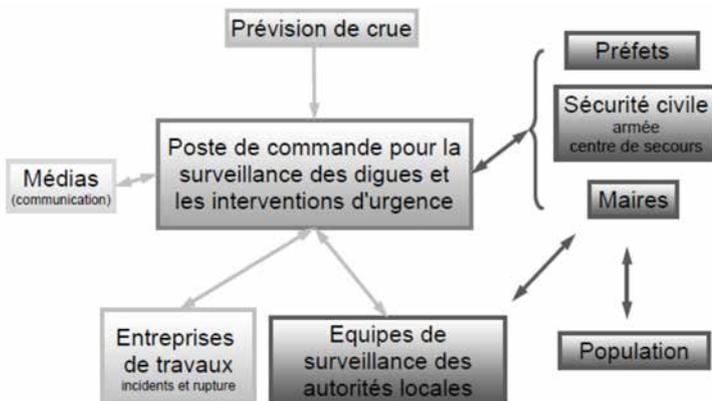


Figure 6.12 Alertes n°2 et n°3 – plan de gestion des crues du Symadrem ainsi que lien avec les autres acteurs

Encadré 6.10 (suite)

Exemple de réponse graduée dans la lutte contre les inondations, en France

L'alerte n°4 indique que le niveau de sûreté de la digue est atteint.

Les équipes de surveillance sont évacuées. Instruction est donnée aux maires et préfets d'organiser la mise en sécurité de la population. Lorsque la sûreté des digues est menacée du fait des niveaux d'eau atteints, la surveillance des digues est confiée aux seuls gardes-digues. Une surveillance par hélicoptère est demandée au représentant de l'État (préfet).

Le plan de gestion comprend également les dispositions suivantes :

- en cas de danger, arrêt de la surveillance des digues et des interventions ;
- information des autorités en cas de danger imminent ou de défaillance de digues ;
- évaluation post-événement ;
- formation et exercices de simulation ;
- fourniture d'équipements de surveillance (gilets de sauvetage et lampes) ;
- établissement d'un système de repères ;
- signalisation des accès aux digues.

Les améliorations prévues pour les trois prochaines années (mises en place depuis la publication du guide) sont les suivantes :

- sites de stockage supplémentaires pour les matériaux destinés aux interventions d'urgence ;
- développement de points d'accès supplémentaires au niveau des digues ;
- sécurisation des communications (radio numérique) ;
- sécurisation de l'alimentation électrique ;
- mise en place d'appels téléphonique automatisés ;
- géolocalisation.

**Note**

Exercice au niveau des digues du Symadrem. Le garde-digue est équipé d'une veste avec gilet de sauvetage intégré. Les agents municipaux sont équipés de gilets de sauvetage classiques. Les communications sont assurées par radio numérique.

Figure 6.13 Garde-digue (a) ainsi qu'une équipe de surveillance au cours d'un exercice de simulation d'une inondation (b)

(source : Symadrem)

Encadré 6.11

Réponse aux inondations – exemple de détection précoce, au niveau de la digue de Gowdall, au Royaume-Uni (2000)**Synthèse**

Même si une défaillance ne peut pas être empêchée par des interventions d'urgence, les inondations peuvent être suffisamment retardées pour disposer du temps nécessaire à la réalisation complète des évacuations.

En novembre 2000, l'inondation de 150 propriétés du village de Gowdall, de routes majeures, de la ligne de chemin de fer de la côte Est, ainsi que de la campagne environnante, s'est produite à la suite d'une défaillance de la digue de protection présente sur le site de Heck Ings. Toutefois, grâce aux travaux d'urgence entrepris par l'équipe locale de l'Environment Agency et par ses partenaires professionnels, l'inondation du village a été retardée, laissant trois jours supplémentaires aux habitants pour évacuer leurs maisons et mettre leurs biens en sécurité.

Encadré 6.11 (suite)

Réponse aux inondations – exemple de détection précoce, au niveau de la digue de Gowdall, au Royaume-Uni (2000)

Des zones d'expansion contrôlée (zones de stockage des eaux), bordées par la rive du cours d'eau d'une part et par une digue présentant une crête plus élevée côté terre d'autre part, permettent de gérer le risque inondation sur ce site. Cette zone est ensuite subdivisée en compartiments par des digues transversales plus basses. Les compartiments en amont se remplissent puis débordent en cascade à travers les digues transversales vers les compartiments suivants situés en aval. Au matin du 2 novembre, une patrouille sur le site a constaté des glissements sur le talus côté terre d'une digue du compartiment de Heck lngs. Un ingénieur s'est rendu sur place et a estimé qu'une brèche était inévitable et qu'il était trop dangereux d'effectuer des réparations.

La ligne de chemin de fer assurant la liaison avec la centrale électrique de Drax est située entre le site où s'est formée la brèche et le village, et a été identifiée comme une possible ligne secondaire de défense. Le personnel de l'Environment Agency a étroitement collaboré avec l'autorité chargée des chemins de fer, les responsables de la centrale électrique, le Conseil des cours d'eau intérieurs, l'autorité chargée des routes, les services de secours et le public, pour s'assurer de la faisabilité du projet. À l'endroit où la route locale passait sous la voie de chemin de fer, a été construit un barrage temporaire d'une hauteur de trois mètres. Un deuxième passage sous la voie ferrée correspondant à un accès secondaire a également été bloqué par de l'argile prélevée sur place. Des canalisations ont été obstruées avec de l'argile. Une exploitation piscicole, une maison et une caravane servant d'habitation qui étaient situées du « mauvais » côté de la défense secondaire ont été évacuées.

La digue a finalement rompu à trois heures du matin le 3 novembre 2000. Les barrages provisoires, sollicités par une hauteur d'eau de deux mètres, ont bien résisté. Toutefois, une fois l'eau accumulée derrière la nouvelle ligne de défense, des infiltrations sont apparues et quelques canalisations ont cédé sous la pression. L'inondation a commencé à se propager dans les champs en direction du village de Gowdall. Les habitants ont été avertis par des véhicules munis de haut-parleurs et des équipes supplémentaires ont commencé à entourer de sacs de sable l'ensemble des propriétés du village. Lorsqu'il est devenu clair qu'une inondation majeure ne pourrait pas être évitée, le village a été évacué, bien que certains habitants aient refusé de quitter leurs maisons.



Figure 6.14 **Brèche sur la digue à Gowdall (a)**
et barrage temporaire en construction sous la ligne de chemin de fer de Drax (b)
(source : Environment Agency)

Encadré 6.12

Réponse aux inondations – exemple présentant une situation gérée par une analyse de risque, la digue de Birds Point, aux États-Unis (2011)

Synthèse

Les responsables de gestion de crise peuvent parfois être confrontés au choix d'inonder une zone faiblement peuplée pour en protéger une plus densément peuplée.

Mettant en œuvre une solution de maîtrise des inondations qui n'avait pas été utilisée depuis 74 ans, le Corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis (USACE) a fait exploser des charges pour ouvrir une partie de la digue de Birds Point de la région de Bootheel, dans le Missouri, et pour limiter ainsi l'inondation dans la ville de Cairo (Illinois), ainsi que dans d'autres parties de la région.

La décision « d'activer » le déversoir de Birds Point–New Madrid a été prise par le président de la Mississippi River Commission (MRC). Lorsque la première portion « fusible » de la digue a été ouverte, l'obscurité empêchait les journalistes de voir la vitesse à laquelle le fleuve Mississippi en crue se répandait sur les terres agricoles de la zone d'expansion. Une autre portion de la digue bordant le fleuve devait également être ouverte à l'explosif plus tard dans la nuit, ainsi qu'une troisième portion le matin suivant.

Encadré 6.12 (suite)

réponse aux inondations – exemple présentant une situation gérée par une analyse de risque, la digue de Birds Point, aux États-Unis (2011)

La décision controversée d'activer la zone d'expansion de crue pour la première fois depuis 1937 a déclenché une vague de protestations de la part des représentants du Missouri, qui ont mis en garde contre des dommages à des terres agricoles fertiles sur une surface de 130 000 acres (soit environ 526 km²), mais a généré des commentaires positifs des représentants de l'Illinois qui souhaitaient que l'USACE utilise tous les moyens à sa disposition pour réduire l'effet des inondations à Cairo et ailleurs, à proximité de la confluence de l'Ohio et du Mississippi en crue.

Le long des digues, le personnel chargé de la surveillance a détecté des résurgences chargées de sable ainsi que d'autres indices révélant des phénomènes d'érosion interne sous certaines digues autour de Cairo, dont la plupart des 2 800 habitants avaient été évacués. Le service météorologique national a indiqué que l'Ohio avait atteint un pic supérieur à 18,9 mètres à Cairo – le niveau auquel un plan cadre prévoit l'activation de la zone d'expansion de crue de Birds Point–New Madrid.

Le général de division Michael Walsh, Président du MRC, a commenté sa décision de la manière suivante :

« Prendre cette décision n'est ni facile ni difficile – il s'agit seulement d'une question grave – puisque cette décision conduit à la perte de biens et de moyens de subsistance, soit au niveau d'une zone d'expansion de crue, soit dans une zone qui n'a pas été prévue pour être inondée. L'État du Missouri a effectué un travail formidable au sein de la zone d'expansion de crue pour aider les gens à échapper aux ravages. Par conséquent, disposant d'une solution qui a été éprouvée à de nombreuses reprises : le test opérationnel en 1937 ; – l'adoption en 1986 du plan opérationnel après des décennies d'efforts pour sa mise au point ; des révisions et de nombreux recours infructueux devant les tribunaux – je me dois de mettre en œuvre ce dispositif. Je me dois d'activer la zone d'expansion de crue pour aider au stockage d'une proportion significative des écoulements. Ce n'est pas que j'apprécie de prendre cette décision, mais nous devons utiliser toutes les possibilités que nous offre le système pour empêcher une catastrophe encore plus grande. C'est la raison pour laquelle je donne aujourd'hui l'instruction d'activer la zone d'expansion de crue. »

Dans les heures suivant l'explosion des charges, l'Ohio a baissé à Cairo de plus de 15 centimètres, à 18,7 mètres, valeur qui dépassait encore l'ancien record de 18,1 mètres, enregistré en 1937.

Le succès observé jusqu'à aujourd'hui dans la gestion globale du système englobant le Mississippi et ses affluents (MR&T) procède des enseignements du passé. Le plus important de ces enseignements est peut-être la nécessité de laisser davantage d'espace au Mississippi, en ne tentant pas de l'exclure totalement de sa plaine inondable naturelle. Le déversoir et les zones de stockage des eaux du système MR&T ont précisément été mis en place dans ce but – accompagner les tendances naturelles du fleuve dans les périodes de crue, contribuer à réduire les énormes contraintes sur le système de digues, ainsi que le risque pour les personnes, pour leurs habitations et pour les entreprises qui constituent l'économie locale.

Les dommages évités lors de la crue de 2011 sont estimés aujourd'hui en dizaines de milliards de dollars. Les digues, les déversoirs, les chenaux d'écoulement et les zones de stockage du projet MR&T sauvent des vies, épargnent les populations et les activités économiques de l'impact d'inondations catastrophiques. Lors de cet événement historique, les améliorations du lit du Mississippi ont joué un rôle capital au niveau du système de contrôle des inondations. Sans les coupures des méandres du fleuve, sans les digues et leurs revêtements, la crue aurait dépassé les capacités du projet MR&T et inondé les territoires qu'il protège.

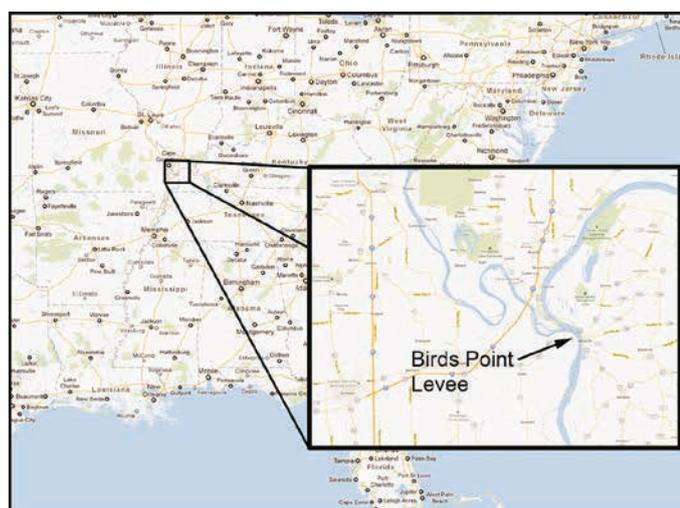


Figure 6.15 Carte de localisation de la digue de Birds Point
(source : USACE)

Encadré 6.12 (suite)

Réponse aux inondations – exemple présentant une situation gérée par une analyse de risque, la digue de Birds Point, aux États-Unis (2011)

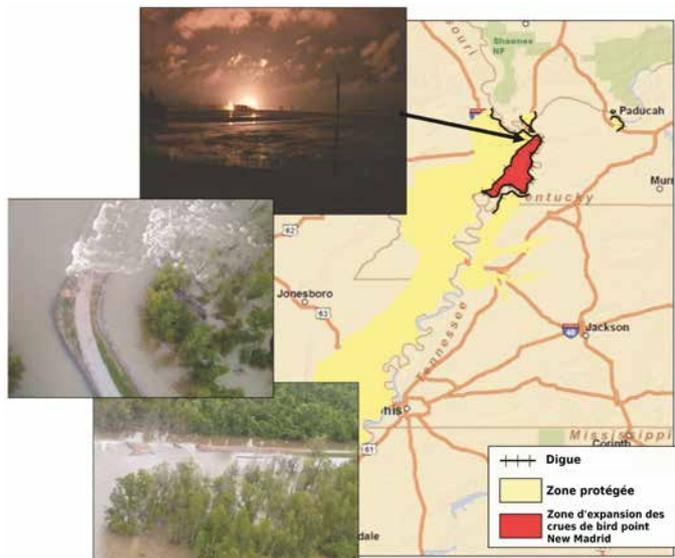


Figure 6.16 **Ouverture contrôlée d'une brèche sur la digue de Birds Point**
(source : USACE)

6.4.2.1 Activation du plan d'évacuation

Il peut parfois devenir nécessaire d'engager une évacuation de la zone menacée. Il est improbable que le gestionnaire des digues ait l'autorité ou les moyens de procéder à ces opérations. Une évacuation sera très probablement décidée par le responsable de la gestion de crise (autorité locale, nationale ou supranationale). Les gestionnaires de digues devront dans ce cas se conformer aux instructions données par l'autorité compétente (cf. encadré 6.13 pour un exemple d'évacuation). Les gestionnaires de digues peuvent également fournir les informations nécessaires au responsable de la gestion de crise pour lui permettre de décider, le cas échéant, de l'évacuation.

Encadré 6.13

Problématiques liées aux évacuations dans les pays en voie de développement



Figure 6.17 **Personnes évacuées sur une digue, en Inde**

Les questions d'empiètement du système d'endiguement existant dans les pays en développement comme l'Inde sont significativement différentes de celles auxquelles sont confrontés l'Europe et les États-Unis. La figure 6.17 illustre la manière dont un groupe de personnes vivant au milieu d'une plaine inondable a réagi à la rupture d'une digue en déplaçant leur communauté sur la digue elle-même. Bien que cela puisse constituer une difficulté pour lutter contre l'inondation, ces personnes n'avaient tout simplement aucun autre endroit où se réfugier.

6.4.3 Actions post-crise

Après l'achèvement des actions menées en réponse à la crise, le gestionnaire de digue doit s'assurer que le niveau de protection antérieur à l'événement soit rapidement rétabli.

6.4.3.1 Tâches opérationnelles de court-terme

Une revue du guide de gestion et d'entretien (*cf.* chapitre 4) apportera des indications précises sur certaines actions à mener après un événement. D'autres actions destinées à ce que la zone protégée retrouve son état antérieur aux événements sont indiquées dans le plan d'action d'urgence.

Parmi ces actions on peut notamment citer :

- les tâches opérationnelles immédiates (qui peuvent ne pas être de la responsabilité directe du gestionnaire de digue) :
 - remettre les portes d'écluse du système d'endiguement dans leur position normale ;
 - ouvrir l'ensemble des dispositifs de fermeture intégrés dans le système d'endiguement, assurer un nettoyage soigneux et stocker l'ensemble des éléments ;
- inspection et réparation :
 - mener une inspection post-crise, noter les niveaux d'eau maximum atteints, la localisation et l'étendue des dégâts ;
 - effectuer aussi rapidement que possible les réparations sur les digues, en vue de la crue suivante ;
 - l'ensemble des dispositifs temporaires (par exemple les sacs de sable et matériaux mis en place lors de rehaussements temporaires des digues) doivent être enlevés et faire l'objet d'un traitement adapté ;
 - restaurer dans les conditions précédant l'événement les voies d'accès endommagées, les zones de rassemblement et tout autre équipement ayant subi des dommages collatéraux ;
- équipement :
 - effectuer un inventaire de l'ensemble des équipements, sacs de sable ou autres fournitures restants ;
 - réparer ou remplacer les équipements endommagés et reconstituer les stocks en préparation d'un nouvel événement ;
 - récupérer tous les matériels et équipements réutilisables ou recyclables (par exemple le bois des batardeaux) ;
- autres réunions et tâches :
 - rencontrer les principaux personnels concernés, les agents volontaires et les partenaires de la communauté pour un retour d'expérience, pour partager les préoccupations restantes, ainsi que pour évoquer les enseignements tirés de l'événement ;
 - s'appuyer sur l'intérêt de la population et le récit des succès pour développer, au sein de la population, la prise de conscience de l'importance du système d'endiguement ;
 - réviser les plans communaux de sauvegarde pour prendre en compte les enseignements tirés et procéder aux changements concernant les procédures recommandées ;
 - commencer à planifier les besoins de long-terme, tels que des études ou des améliorations (y compris l'amélioration du niveau de protection).

Le déploiement de solutions temporaires au cours d'un événement ne doit pas être considéré comme une solution définitive. Des solutions alternatives d'atténuation des conséquences doivent être envisagées après l'événement et, lorsque cela est nécessaire, les actions appropriées doivent être engagées pour mettre en place des dispositifs permanents.

6.4.3.2 *Compte rendu postérieur aux actions*

À la suite d'un événement, les actions et retours d'expérience doivent être correctement documentés au sein d'un rapport. Il est probable que le gestionnaire de la digue et le responsable de l'urgence produiront tous les deux une documentation en lien avec l'événement (une action de documentation peut également être menée dans le cadre d'une analyse à l'échelle nationale, incluant l'ensemble des tâches). Le gestionnaire de digue doit coordonner les tâches spécifiques conduites dans le rapport relatif à l'ensemble du système d'endiguement, de manière à s'assurer d'un compte rendu complet et exhaustif. Les comptes rendus postcrise ou les rapports de retour d'expérience sont généralement accessibles à toutes les entités publiques chargées de la sécurité et de la gestion de crise. Ils remplissent les fonctions importantes suivantes :

- source de documentation pour la gestion de crise ;
- identification des problèmes et des réussites enregistrés au cours des opérations d'urgence ;
- analyse de l'efficacité des différentes dispositions déployées en gestion de crise ;
- identification de possibles améliorations nécessaires sur la digue ou du niveau de protection apporté ;
- description et définition d'un plan d'action pour la mise en œuvre des améliorations ;
- capitalisation des principaux enseignements tirés.

Les principaux éléments des comptes rendus post-crise sont les suivants :

- une vue d'ensemble ;
- les buts et objectifs ;
- l'analyse des résultats, y compris la performance des digues et l'efficacité des tâches entreprises ;
- l'analyse de la capacité à effectuer les tâches critiques ;
- la synthèse ;
- les recommandations (y compris des améliorations spécifiques concernant chaque partie prenante).

S'il est envisagé de mettre en œuvre un dispositif permanent ou semi-permanent, des évaluations spécifiques et exhaustives des techniques d'intervention déployées (comme des bermes destinées à réduire la percolation) doivent être conduites.

6.4.3.3 *Atténuation du risque sur le long-terme*

Les enseignements tirés peuvent apporter aux autorités en charge de la gestion de crise et aux gestionnaires de digues une information précieuse sur la manière de se préparer aux futurs événements et d'améliorer les modalités d'intervention. Cette information peut également être utilisée pour informer les autorités publiques et la population du risque d'inondation ainsi que pour contribuer aux discussions relatives aux politiques publiques en matière d'occupation du sol et d'aménagement du territoire. Les retombées positives de cette revue postcrise sont : une gestion de crise plus efficace et des améliorations du dispositif de protection contre les inondations permettant de réduire le nombre d'actions à mener pendant la gestion de crise. L'encadré 6.14 présente un exemple d'enseignements tirés d'une crise.

Encadré 6.14

Exemples d'actions réalisées à la suite d'un événement et qui se révélèrent efficaces face à un nouvel événement - ouragan Agnès (1972) et tempête tropicale Lee (2011), aux États-Unis

En 1972, un ouragan a touché la côte est des États-Unis, provoquant d'importantes inondations dans l'État de Pennsylvanie. Les digues protégeant une grande ville se sont révélées insuffisantes et les pertes ont été très importantes. Après quoi, le système de protection contre les inondations autour de la ville a été amélioré, et lorsqu'une nouvelle tempête a frappé la même zone, en septembre 2011, les digues ont tenu et protégé la ville.

Des inondations significatives sont intervenues en juin 1972, lorsqu'un ouragan transformé en tempête tropicale a touché la Pennsylvanie et s'est arrêté au-dessus de la partie centrale de l'État pendant près de 24 heures. L'ouragan Agnès a provoqué des précipitations au minimum égales à 127 millimètres, mais atteignant 457 millimètres dans certaines zones de Pennsylvanie, provoquant le débordement de ruisseaux et de rivières et des inondations dans les villes. Le soir du 23 juin 1972, Agnès s'est déplacé vers le nord à travers l'ouest de l'État de New York, pénétrant ensuite au Canada en se dissipant le long du parcours. Il a laissé dans son sillage une bruine persistante et l'une des catastrophes naturelles les plus marquantes de l'histoire des États-Unis.

Encadré 6.14 (suite)

Exemples d'actions réalisées à la suite d'un événement et qui se révélèrent efficaces face à un nouvel événement - ouragan Agnès (1972) et tempête tropicale Lee (2011), aux États-Unis

Les ouvrages fédéraux de lutte contre les inondations construits par l'USACE dans le district de Philadelphie ont bien rempli le rôle qu'on attendait d'eux pendant la tempête. Toutefois, dans d'autres endroits, les eaux des cours d'eau ont débordé sur les digues de protection non fédérales et inondé des villes, conduisant le district de Philadelphie à se mobiliser pour pallier les effets de la crise, notamment en mobilisant 24h/24 son personnel avant l'arrivée de l'ouragan Agnès pour la surveillance de terrain, le suivi de la progression de la tempête, des hauteurs de cours d'eau, de la capacité des réservoirs à stocker les crues, ainsi que de la disponibilité de sacs de sable. Le 23 juin, lors de l'arrivée de la tempête au-dessus de la Pennsylvanie, les autorités du district de Philadelphie ont donné l'instruction d'activer une cellule de crise. Peu de temps après, le personnel du district a été déployé à Wilkes-Barre pour mettre en place des sacs de sable, jusqu'à ce que leurs efforts soient interrompus par le débordement des digues existantes et l'inondation de la ville en résultant. Dans d'autres secteurs plus proches de Philadelphie, le district a aidé à retirer les embâcles des cours d'eaux Schuylkill et Delaware.

Suite à l'ouragan Agnès, les digues de Wilkes-Barre ont été renforcées et améliorées pour assurer une protection contre de futures inondations. Elles ont été testées plusieurs fois à l'occasion de fortes crues, et en 2011 lors d'un événement extrême : la tempête tropicale Lee. Le système de digues a connu une remise à niveau au début des années 2000, et il a été décidé de construire une digue de protection contre les inondations sur la route au niveau de Market Street, pour éviter de mettre en place, à chaque événement important, des sacs de sable.

L'amélioration du système de digues et de murs de protection, pour 175 M de \$, à Wilke-Barre a évité des dizaines de millions de dollars de dommages aux biens lors de la tempête tropicale Lee en 2011

Lorsqu'un événement provoque d'importants dégâts, les enseignements tirés de cet événement doivent être utilisés pour se préparer à de futures épreuves. L'ouragan Agnès a révélé les endroits où les défenses contre les inondations étaient insuffisantes et la réponse à cette situation fut de renforcer et d'améliorer ces défenses. Comme l'a prouvé la tempête de 2011, ces efforts furent couronnés de succès.

6.5 LES TECHNIQUES D'INTERVENTION

Bien qu'il y ait de nombreux modes de défaillance et différentes origines, les réponses en urgence à ces situations critiques peuvent être similaires (Environment Agency, 2009, Ogunyoye *et al.*, 2011 et État la Californie 2010). Il n'existe pas de méthode universelle qui, appliquée à tout système d'endiguement, garantisse le succès. Cependant, le manque de réactions au moment opportun pour la mise en œuvre de techniques adaptées augmente considérablement le risque de formation de brèches. Bien que chaque inondation soit unique, il y a beaucoup d'éléments communs entre deux inondations successives et un plan adapté améliorera le temps de réponse et les chances de succès.

Les propriétaires et gestionnaires, responsables de l'entretien et de la gestion de leurs systèmes d'endiguement, jouent un rôle capital dans le dispositif de réponse en cas de crue ou de tempête (submersion marine). Pour être prêts à mener ces actions, ils doivent être responsables de la mise en place d'un plan de gestion des digues en cas de crise (*cf.* section 6.2.3), de la formation du personnel, du stockage du matériel et des matériaux nécessaires aux interventions et de tout autre préparatif nécessaire en cas d'inondation (*cf.* section 6.5.1). Cette section met en exergue quelques activités basiques qui aideront à s'assurer que les réponses à l'événement menées ponctuellement seront efficaces.

Le choix des techniques d'intervention dépend de la menace exercée par la crue. Les caractéristiques des bassins versants varient fortement, que ce soit en termes de superficie, de durée ou de vitesse de propagation des crues. L'inondation côtière est significativement différente par l'action des vagues et l'influence de la marée qui rendent l'intervention pendant une tempête très difficile. La meilleure réponse pour une digue côtière est par conséquent de faire les préparatifs avant la tempête et d'agir une fois qu'une tempête est prévue.

Les circonstances pendant un événement peuvent différer fortement, tout comme les réponses requises, selon les contextes hydrauliques dans lesquels se situent les endiguements. Ainsi, les objectifs et contraintes s'imposant aux techniques d'intervention diffèrent dans une certaine mesure selon les digues considérées. Le tableau 6.2 présente quelques différences. La conséquence en termes de réponse et de techniques d'intervention est que certains endiguements côtiers, estuariens, lacustres et fluviaux :

- sont difficiles d'accès pendant un événement, surtout côté mer et sur la crête ;
- nécessitent une attention particulière des gardes-digues pour repérer les signes précurseurs d'une brèche ou d'une érosion externe, par exemple côté mer (attaque des vagues) ou en crête (franchissement) ;
- requièrent une intervention rapide.

Tableau 6.2 Différences dans les caractéristiques des inondations

	Événements dominés par le vent et les vagues <i>Digues côtières, estuariennes et lacustres</i>	Événements dominés par les crues <i>Digues fluviales et de canaux</i>
Conditions atmosphériques	Tempête, fort vent et fortes vagues sont probables.	Il est peu probable que le vent engendre de fortes vagues.
Réponse/Préparation	Prévision à l'échéance de quelques jours/semaines	Prévision à l'échéance de quelques semaines (même si pour les petits bassins versants l'échéance est de l'ordre de quelques jours parfois même quelques heures : crues rapides)
Durée de l'événement	Court : approximativement une journée (pic de l'événement sur quelques heures)	Long (probable) : allant de quelques jours à quelques semaines.
Réparation	Heures/jours : dépendant du désordre, avant la marée suivante ou <i>a minima</i> avant le prochain événement (ce qui peut être une question de jours)	Semaines : le plus probable est qu'une deuxième crue survienne rapidement. La durée des réparations s'exprime en semaines/mois (sauf pour les petits bassins versants)
Mode de défaillance	Attention à porter sur l'érosion externe	Tous les modes de défaillance sont possibles

6.5.1 Équipements et matériaux de gestion de crise

Les gestionnaires devraient disposer des stocks de matériaux et équipements nécessaires pour faire face à une crue ou à un événement de tempête. En cas d'événement, les matériaux et équipements stockés peuvent être rapidement mobilisés et permettre le démarrage des interventions pendant que d'autres stocks et fournitures sont approvisionnés. Les quantités de stockage varient selon la taille du système d'endiguement et selon les événements d'inondation passés. La meilleure façon de déterminer les stocks nécessaires est de recenser le type et la quantité de fournitures qui ont été utilisées pendant les inondations précédentes lorsque ces informations sont disponibles.

Les matériaux et équipements à stocker peuvent inclure (sans ordre particulier) :

- les sacs de sable : les gestionnaires de digues devraient idéalement disposer d'un stock suffisant de sacs de sable qui peuvent être utilisés pour rehausser temporairement la crête d'une digue ou pour endiguer circulairement la résurgence côté terre sous forme de *sand boils*. Les sacs en toile (de jute) ont une durée de vie limitée (environ huit ans avec un stockage dans un lieu dont l'humidité est contrôlée) et doivent être inspectés annuellement et remplacés si besoin. Les sacs doivent être entreposés dans un lieu sec, sûr et en évitant l'exposition à la lumière du soleil (cf. figure 6.18). Une exposition prolongée à la lumière du soleil et aux autres agents atmosphériques détériore rapidement les sacs ;



Figure 6.18 Stockage de sacs de sable dans une station de pompage
(source : USACE)

- **couvertures en plastique** : les couvertures (ou bâches) plastique offrent plusieurs applications en cas d'intervention en urgence. S'il s'agit d'une fourniture généralement utilisée par la population dans la lutte contre les inondations et qu'il existe un doute quant à sa disponibilité en cas d'urgence, les couvertures doivent être stockées à titre préventif ;
- **pelles/machines à remplir les sacs de sable** : si le système d'endiguements comporte des zones où de grandes quantités de sacs de sable sont nécessaires, une méthode fiable pour les remplir devient indispensable. Les gestionnaires de digues peuvent envisager d'investir dans l'équipement qui permettra de remplir les sacs plus rapidement ;
- **éclairages de secours** : il est vivement recommandé aux gestionnaires de maintenir dans un état fonctionnel leurs éclairages d'urgence. Ceux-ci peuvent être fixes ou mobiles et doivent être aisément disponibles lors de la gestion de crise ;
- **systèmes de communication** : disposer de communications fiables est extrêmement important pour coordonner les actions et en cas de besoin pour appeler une assistance en renfort. Les téléphones mobiles marchent très bien, mais sont limités dans leur capacité à communiquer avec plusieurs interlocuteurs en même temps. Les réseaux de téléphonie peuvent tomber en panne ou simplement être saturés en cas de crise. Les émetteurs-récepteurs mobiles sont extrêmement fiables pour des distances courtes. Ils permettent de communiquer avec plusieurs personnes simultanément et sont à privilégier. Sans un système de communication fiable, tout effort de gestion de crise devient plus difficile et nécessite de mobiliser plus de personnes. Les progrès des technologies de communication permettent maintenant aux divers systèmes de communication d'être connectés entre eux sans requérir de systèmes radio séparés. La plupart des organisations de sécurité civile remplacent leurs anciens systèmes de communication par ces systèmes plus récents. De nombreuses installations, comme des centrales nucléaires et des prisons ont procédé à ces améliorations. Les gestionnaires de digues peuvent envisager une mise à jour de leur système pour renforcer leurs communications ;
- **les sources de matériaux d'apport** : les sources de matériaux d'apport « terrestres » doivent être localisées avant un événement. Plusieurs zones d'emprunts doivent être identifiées à l'avance, car les conditions pluvieuses ou les sols détremés peuvent inopinément limiter l'accès à certains sites. Une attention particulière doit être portée aux points d'accès à la digue lors de la sélection des sites d'emprunt des matériaux ;
- **enrochements contre l'érosion** : s'il n'est pas toujours nécessaire de stocker à l'avance des blocs d'enrochement, il est important de connaître la localisation et les numéros de téléphone des carrières locales capables de fournir des enrochements en urgence. Certains systèmes de protection constituent une provision de gravier sur site afin d'assurer que les voies d'accès aux digues soient praticables lors des crises ;
- **gilets de sauvetage** : la santé et la sécurité des intervenants professionnels ou volontaires doivent toujours être la priorité absolue pendant les opérations d'urgence. Des gilets de sauvetage doivent être portés en toutes circonstances lorsqu'on travaille à proximité de l'eau. Une rivière en crue peut rapidement emporter une personne vers aval et l'hypothermie survient très vite dans l'eau froide ;
- **pompes** : les pompes sont un élément critique de l'effort de gestion de l'inondation. Les pompes sont utilisées pour contrôler le drainage intérieur et le suintement au travers de la digue. Les gestionnaires de digues ou les collectivités locales qui subissent fréquemment des entrées d'eau doivent envisager d'acheter une ou plusieurs pompes de grande capacité ;
- **systèmes de murs amovibles** : les systèmes amovibles, tels que les batardeaux, peuvent être installés pour constituer une barrière de défense contre l'inondation dans les zones où le niveau de la crue dépassera le niveau de protection du système d'endiguement ou dans les zones où aucun système de défense n'existe. Plusieurs produits de ce type sont disponibles et présentés dans la section 6.10.

6.5.2 Activités de gestion de crise

Le gestionnaire doit impérativement comprendre l'origine des désordres et les interventions à effectuer. Savoir où et comment intervenir sur le système implique une bonne connaissance :

- du territoire concerné ;
- de l'état du système de protection ;
- de l'état de préparation de la population ;
- des prévisions hydrométéorologiques.

Une attention particulière doit être portée à la nature de la menace (c'est-à-dire si l'inondation est due à la crue d'un fleuve, à des pluies persistantes et intenses ou à une submersion marine associée à de fortes vagues ou à une surcote météorologique). L'exemple 6.15 souligne la nécessité de penser aux conséquences fortuites d'une mesure provisoire.

Avertissement

La plupart des techniques d'intervention de cette section peuvent représenter une bonne ligne de conduite lorsqu'une inondation est annoncée, mais leur mise en œuvre peut avoir des conséquences hydrauliques et structurelles fortuites comme :

- une inondation plus rapide de la zone protégée en cas de franchissement ou de brèche ;
- des désordres sur d'autres secteurs en aval ou sur l'autre rive ;
- des désordres sur la digue elle-même.

Une réflexion globale sur la gestion de l'inondation doit aborder ces questions et coordonner les impacts de toutes les actions entreprises.

Encadré 6.15

Proposition de protection temporaire contre la submersion marine

Taholah, Washington, USA



En 2010, les prévisions météorologiques et maritimes ont annoncé une forte tempête sur la côte ouest de l'État de Washington (États-Unis). Les autorités en charge de la sécurité civile ont jugé que le système de protection existant était insuffisant pour assurer la protection nécessaire. La carte (cf. figure 6.19) montre les emplacements (flèches rouges) où la tempête était susceptible de générer des intrusions d'eau dans la zone habitée. L'accès à ces emplacements étant impossible, une protection à un autre endroit a été proposée. Cependant, à l'analyse, il a été considéré que cette protection en retrait aurait retenu l'eau franchissant la première ligne de défense et ne fut donc pas construite. Bien que cette protection en retrait eut protégé la zone habitée d'une intrusion d'eau directe, l'effet négatif de rétention de l'eau à terre en empêchant son retour vers la mer rendait cette solution inadaptée. Une réflexion approfondie à l'échelle du système et de l'ensemble des opérations de gestion de l'inondation est indispensable pour éviter des conséquences inattendues.



Figure 6.19 Examen des effets indésirables
(source : USACE)

6.5.2.1 Activités de gestion de crise et mécanismes de défaillance des digues

Une digue bien conçue et bien construite, qui est correctement entretenue et qui n'est pas soumise à des phénomènes de surverse/franchissement devrait pouvoir résister à un événement, du moins jusqu'à son niveau de dimensionnement.

Cependant, il est important de reconnaître que dès lors que la digue est en charge, une défaillance peut se produire. Le danger augmente avec la hauteur d'eau, la durée de l'inondation, l'intensité du courant et l'action des vagues s'exerçant contre la levée. L'encart 6.16 présente un exemple typique de réponse à une situation de crise. Les mécanismes pouvant potentiellement conduire à la défaillance d'une digue sont classés en trois familles :

- l'érosion externe comprend l'érosion provoquée par les débordements (ou surverses), les franchissements (par paquets de mer), les sollicitations directes des vagues, et les affouillements ;
- l'érosion interne comprend l'érosion provoquée par les écoulements internes dans la digue et/ou dans la fondation ;
- l'instabilité comprend les mouvements du sol et les glissements.

L'apparition d'éventuelles défaillances peut être prévenue par une intervention rapide et par l'utilisation de méthodes adaptées. Les sections suivantes décrivent quelques-unes de ces actions générales pouvant être réalisées pour surélever une digue ou pour répondre aux écoulements concentrés dans un conduit, aux fuites, aux infiltrations, ou au lessivage par l'action des vagues. Le tableau 6.3 donne un aperçu des mesures pouvant être prises pour chacune des trois familles de mécanismes citées ci-dessus. Cette liste ne doit en aucun cas être considérée comme exhaustive mais présente des mesures communément utilisées ou des mesures représentatives d'une classe de mesures. Chacune de ces mesures est traitée en détail dans le reste de cette section. Il est important de noter que toutes les mesures présentées dans le tableau 6.3 doivent être utilisées comme des moyens destinés à empêcher la progression d'un désordre et la formation de brèches. Dans le cas où une brèche est initiée ou complètement ouverte, les réponses sont autres et sont développées à la section 6.9.

Les méthodes décrites ici représentent les « bonnes pratiques » résultant de l'expérience acquise au cours de nombreuses années dans la gestion des problèmes posés par les crues et les tempêtes. Un large panel d'interventions peut être mis en œuvre en fonction des conditions rencontrées. Le gestionnaire de digue doit évaluer la situation et dimensionner son dispositif pour être en mesure de répondre en fonction des matériaux, équipements, personnels et temps disponibles.

Tableau 6.3 Mesures à adopter en intervention d'urgence

Mécanisme	Intervention possible	Techniques
Érosion externe	Rehaussement de digues (cf. section 6.6.1) (mise en œuvre locale uniquement ou générale, si soigneusement planifiée, à plus grande échelle)	Mise en place et compactage de « tout-venant » (terre, argile, laitier...) (cf. section 6.6.1.1)
		Construction d'une digue avec des sacs de sable (cf. section 6.6.1.2)
		Utilisation de matériaux innovants : blocs de béton cellulaire, bottes de paille, balles de pneus (cf. section 6.6.1.3)
		Battage de rideaux de palplanches (cf. section 6.6.1.4)
		Construction d'une barrière amovible (cf. section 6.6.1.5)
		Batardeaux portables (cf. section 6.10)
		Barrières amovibles (cf. section 6.10)
		Barrières remplies d'eau (cf. section 6.10)
		Boudins remplis d'eau (cf. section 6.10)
		Barrières cellulaires en plastique à remplir (cf. section 6.10)
	Barrières cellulaires en géotextile à remplir (cf. section 6.10)	
	Barrières démontables (cf. section 6.10)	
	Réalisation d'une protection contre l'érosion (cf. section 6.6.2)	Mise en œuvre d'une berme en enrochements (cf. section 6.6.2.1)
		Mise en œuvre d'un revêtement d'asphalte ou de bitume (cf. section 6.6.2.2)
		Construction d'un petit épi déflecteur (cf. section 6.6.2.3)
Réalisation d'une protection contre l'érosion due à la surverse et au franchissement (cf. section 6.6.3)	Mise en place d'une bâche en plastique côté terre et en crête (cf. section 6.6.3.1)	
	Construction d'un déversoir d'urgence (cf. section 6.6.3.2)	
Érosion interne	Réduction des infiltrations pour diminuer les circulations internes (cf. section 6.7.1)	Mise en place d'une bâche en plastique côté eau (cf. section 6.7.1.1)
	Allongement du chemin hydraulique pour diminuer le gradient hydraulique (cf. Section 6.7.2)	Construction d'une berme pour gérer le suintement (infiltration) (cf. section 6.7.2.1)
	Réduction de la charge hydraulique pour diminuer le gradient hydraulique (Section 6.7.3)	Encerclage des résurgences de renards hydrauliques (cf. section 6.7.3.1)
		Augmentation du niveau d'eau côté terre (cf. section 6.7.3.2)

Mécanisme	Intervention possible	Techniques
Instabilité	Réduction de la pente (cf. section 6.8.1)	
	Réduction des sous-pressions (cf. section 6.8.2)	
	Réduction de la saturation de la digue (cf. section 6.8.3)	

Encadré 6.16

Exemple de réponse à une inondation aux Pays-Bas

En janvier 2012, la combinaison de pluies intenses et de niveaux marins extrêmes (causés par deux fortes tempêtes de secteur nord-ouest) provoqua des situations exceptionnelles dans les régions du nord des Pays-Bas. Les eaux pluviales canalisées ne pouvaient plus être refoulées en mer, de nombreuses digues étaient surversées et présentaient un risque d'instabilité de par leur saturation.

Plusieurs mesures de précaution ont été prises par les autorités en charge de la gestion de l'eau (Waterboards) de Noorderzijlvest et Fryslân :

- mise en eau des zones d'expansion afin d'abaisser le niveau d'autres parties du système de protection ou pour empêcher l'eau de monter davantage ;
- interruption du drainage des eaux pluviales par le système principal (causant une inondation superficielle des polders) ;
- réglage des pompes de refoulement à leur capacité maximale ;
- positionnement de sacs de sable sur le talus côté terre et en pied de digue pour éviter les phénomènes de micro et macro-instabilité et d'érosion interne ;
- positionnement de géotextiles étanches sur le talus de la digue côté eau ;
- positionnement de sacs de sable et de remblai brut en crête de digue pour éviter les franchissements ;
- évacuation du village de Woltersum y compris le bétail de fermes laitières ;
- inspections supplémentaires conduites pour détecter la présence d'éventuelles fissures, déformations ou des circulations intempestives d'eau ou de sable.

En temps normal, les *Waterboards* dirigent et sont responsables de l'entretien et de la gestion des digues. En situation critique, les autorités régionales endossent la responsabilité et prennent les décisions. Lors de la prise de décisions importantes, le gouvernement central se substitue aux *Waterboards* qui n'assurent qu'un rôle de conseil. Le maire est responsable des opérations d'évacuation de sa commune.

Les *Waterboards*, les municipalités, les régions, les entreprises de travaux publics, les organisations médicales et de secours, la police et l'armée mobilisent la plus grande partie du personnel impliqués dans la préparation à la gestion de crise. Les entreprises d'ingénierie, la direction générale de la gestion de l'eau et des travaux publics et les volontaires ne sont guère impliqués dans ces situations.

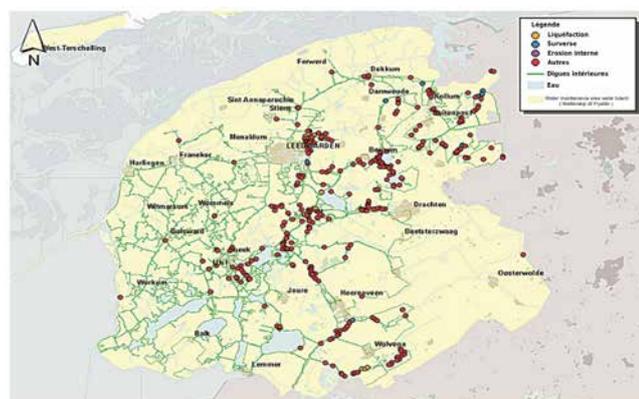


Figure 6.20 Inondation aux Pays-Bas, janvier 2012
(source : Wetterskip Fryslân)

Difficultés rencontrées et enseignements des inondations de janvier 2012 :

- sollicitations médiatiques importantes (le *Waterboard* de Fryslân a répondu quotidiennement à quinze interviews mobilisant cinq personnes travaillant quinze heures par jour pour répondre aux questions) ;
- les changements de rôles et de responsabilités doivent être clairs et diffusés au personnel sur le terrain ;
- manque de capacité à produire des calculs et à rédiger les rapports de décision ;
- l'enregistrement des déplacements de bétail (imposé par les règles vétérinaires et sanitaires) et la désinfection minutieuse des fourgons à bestiaux après le passage dans chaque ferme ont nécessité d'importants efforts

6.6 TECHNIQUES D'INTERVENTION EN RÉPONSE À L'ÉROSION EXTERNE

L'érosion externe est l'usure d'une surface (berge, lit, talus, ou autre surface) par les inondations, les vagues, le vent ou tout autre phénomène naturel (*cf.* chapitre 3 pour une description complète des processus d'érosion externe).

Trois situations principales peuvent entraîner la détérioration externe et d'éventuels mécanismes de défaillance sur les digues, à savoir :

- la surverse (ou débordement), faisant référence à un passage d'eau permanent par-dessus la crête ;
- le franchissement, correspondant au passage intermittent par-dessus la crête, incluant l'action des vagues ;
- le lessivage par les vagues, correspondant à l'érosion du talus côté mer sous l'action des vagues.

Il est important de noter que l'action des vagues peut être provoquée par le passage de bateaux, le vent à terre ou les tempêtes. Dans chacun de ces cas, l'action des vagues peut sérieusement endommager une digue, particulièrement si le niveau d'eau est proche de la crête, si la digue a été construite récemment ou si elle est construite à partir de matériaux sableux.

Dans de nombreux cas, la nécessité d'une protection contre le lessivage dû à l'action des vagues ne peut pas être prévue et cette intervention devient souvent une opération d'urgence. Du fait de la fluctuation des niveaux d'eau et de l'incertitude sur les conditions météorologiques, il est souvent impossible d'anticiper les dégâts dus à l'action des vagues, la seule mesure d'anticipation demeurant le positionnement des matériaux et équipements nécessaires à des endroits appropriés. Une violente tempête, sans être exceptionnelle, peut gravement endommager une digue. Comme il est impossible de prévoir la force et la durée de telles tempêtes, il incombe aux équipes de terrain de recommander la construction de protections qui peuvent être raisonnablement justifiées et de se tenir prêts à faire face à une situation d'urgence.

Les techniques utilisées pour lutter contre l'érosion externe se concentrent généralement sur :

- l'augmentation du niveau de la crête ;
- la fourniture d'une protection contre l'érosion des talus de la digue.

6.6.1 Mesures de rehaussement de la digue

Les conséquences du rehaussement d'une digue doivent être considérées dès la rédaction d'un plan d'intervention d'urgence. La coordination entre le gestionnaire et les autorités locales doit être permanente pendant un événement et les plans de rehaussement de la digue doivent mentionner les impacts d'une telle opération sur les secteurs concernés. Lorsqu'une inondation est prévue avec un délai d'anticipation suffisamment long pour permettre la construction de digues temporaires dans les zones aux enjeux forts, les matériaux et équipements adéquats doivent être localisés et mobilisés immédiatement. Les prévisions des crues ou des tempêtes peuvent être utilisées pour déterminer à quelle hauteur construire une digue temporaire ou rehausser une digue existante. Le positionnement d'une digue temporaire est généralement déterminé par des considérations pratiques, telles que la propriété et l'usage des terrains, ainsi que par des contraintes physiques liées à la logistique des opérations de construction.

Il existe différentes façons de surélever une digue (*cf.* tableau 6.3). Il faut tout particulièrement veiller à s'assurer que la surélévation ne mette pas en péril la stabilité de la digue en ajoutant une surcharge et en augmentant le niveau de retenue de l'eau. La surcharge peut provoquer des problèmes de glissement rotationnel. Les équipements lourds ne doivent pas être utilisés sur une digue lorsque le niveau d'eau est proche de la crête, compte tenu de l'effet des vibrations induites par les engins. En aucun cas ce type d'engin ne doit être autorisé sur une digue en terre, dès lors que des suintements sont apparus. Il est par ailleurs important de vérifier que la surélévation de la digue ne provoque pas l'inondation d'autres zones protégées. Les autorités locales doivent être dûment informées et l'évacuation des populations concernées doit être envisagée lorsqu'elle est possible.

6.6.1.1 Mise en place de tout-venant

À condition d'être réalisé bien avant les débordements, dans des zones où il y a suffisamment d'espace pour la construction et avec l'équipement approprié, le moyen le plus efficace pour surélever une digue sur un faible linéaire est de mettre en œuvre un remblai de tout-venant (cf. figure 6.21). Le matériau de remblai peut être de la terre (prélevée sur site ou d'apport extérieur), du gravier, du laitier, ou tout autre matériau approprié. Cette mesure peut être utilisée lorsque :

- l'accessibilité à la digue et à ses pentes le permet ;
- la digue peut supporter des engins lourds.

Cette mesure doit être évitée si des écoulements suffisamment puissants sont susceptibles de franchir la crête et d'emporter les matériaux mis en place ou si cela pose des problèmes de sécurité pour le personnel et l'équipement.

Avant la mise en place du remblai, la surface de la digue existante doit être scarifiée (pour l'ancrage) et débarrassée de tous débris. Le matériau doit être placé sur la crête en plusieurs couches, avec dans l'idéal chaque couche correctement compactée. Selon la situation, ce ne sera pas toujours possible. La figure 6.22 illustre une surélévation de digue par l'ajout d'un simple remblai (argile) sans revêtement en crête. La hauteur est déterminée par les prévisions sur les niveaux d'eau et les vagues..

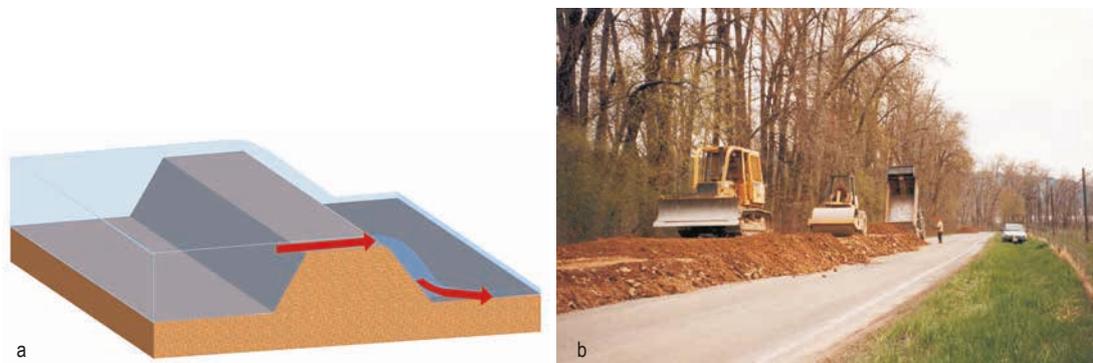


Figure 6.21 **Surverse sur une digue (a) et rehaussement d'une digue par remblaiement (b)**
(source : ASCE)



Figure 6.22 **Rehaussement du niveau de crête par remblai (argile) non revêtu**
(source : Wetterskip Fryslân)

6.6.1.2 Construction d'une digue en sacs de sable

Des sacs de sable (ou des big bags) peuvent être utilisés pour surélever une digue existante (cf. figure 6.23). Dans certains cas, ils peuvent aussi être utilisés pour protéger une zone sans aucun endiguement. Chaque fois qu'une digue de sacs de sable est rehaussée, les sacs doivent être empilés selon une structure pyramidale pour assurer la stabilité d'ensemble. La construction de ces structures suit des règles empiriques de base. Leur largeur à la base doit être trois fois supérieure à leur hauteur. Les sacs de sable doivent être décalés en plan dans chaque couche, tout comme ils doivent être décalés d'une couche à l'autre. La disposition des sacs (transversale ou longitudinale) peut être alternée, tant qu'aucune des extrémités n'est exposée aux sollicitations hydrauliques.

L'emprise au sol disponible limite la hauteur du rehaussement. Ainsi une digue peut-elle généralement n'être surélevée que de quelques dizaines de centimètres par cette méthode. Cette technique peut être utilisée lorsque :

- l'accessibilité à la digue et à ses pentes le permet ;
- la digue peut supporter des charges et des engins lourds ;
- dispose d'un nombre suffisant de sacs, de sable et d'une aire de remplissage.

Cette mesure doit être évitée si des écoulements suffisamment puissants sont susceptibles de franchir la crête et d'emporter les matériaux mis en place ou si cela pose des problèmes de sécurité pour le personnel et l'équipement.

Ci-après, une description des mesures appropriées et nécessaires à la construction d'une digue en sacs de sable :

- décaper le sol support où les sacs de sable doivent être placés. Ceci permet de disposer d'une bonne interface entre la surface du sol et les sacs de sable et de réduire les infiltrations qui pourraient transiter par cette interface ;
 - les sacs de sable doivent être remplis entre la moitié et deux tiers ;
- s'abstenir de lier les sacs s'ils sont remplis directement sur le site de construction. Si les sacs sont remplis à distance et transportés sur le site de construction, attacher les sacs limite les pertes par renversement ;
- disposer les sacs dans le sens de la longueur et parallèlement à la direction de l'écoulement ;
 - poser la partie du sac non remplie à plat sur le sol ;
 - poser le sac suivant sur la partie non remplie ou attachée du sac posé précédemment et tasser du pied pour éliminer les vides et former une jonction étanche ;
 - décaler les joints lorsque plusieurs couches sont nécessaires et empiler les sacs de manière pyramidale.

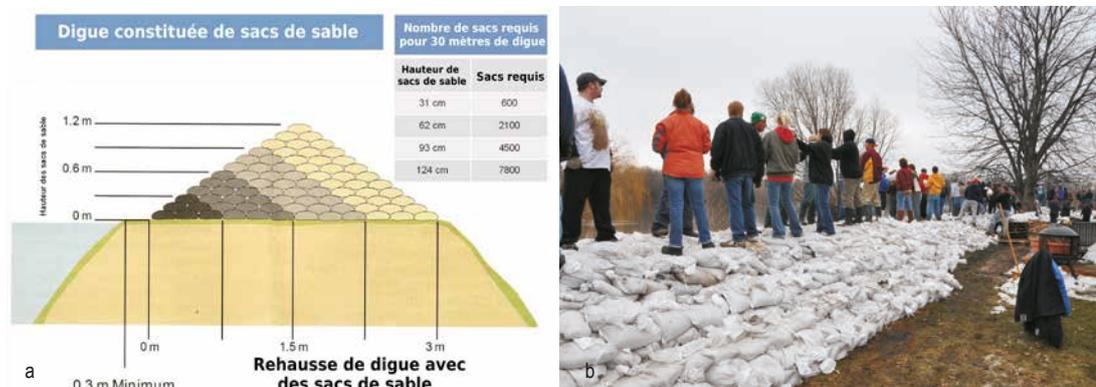


Figure 6.23 Levée typique en sacs de sable (a) et rehaussement d'une digue avec des sacs de sable (b)

(source : USACE)

6.6.1.3 Utilisation de matériaux innovants

Bien que le tout-venant et les sacs de sable soient les matériaux les plus fréquemment utilisés pour rehausser une digue, d'autres matériaux innovants peuvent être utilisés sous certaines conditions. Ces matériaux incluent les blocs légers en béton, les bottes de paille et les balles de pneus (cf. figure 6.24). L'utilisation de ces matériaux est avantageuse quand une digue ne peut pas supporter les surcharges induites par des matériaux lourds ou lorsque la crête de digue est trop étroite pour permettre l'utilisation de remblais ou de sacs de sable.



Figure 6.24 **Blocs légers en béton (a), bottes de pailles (b) et balles de pneus (c)**
(source : Environment Agency)

Les trois types de matériaux nécessitent l'utilisation de bâches plastiques ou de géotextiles en couverture et pour former une couche imperméable. Aussi, ces éléments devront-ils être stabilisés avec du fil, des cordes et un matériau de lestage.

6.6.1.4 Les rideaux de palplanches

En cas de niveaux élevés d'une rivière pendant une période prolongée, l'installation de palplanches est une bonne option à envisager pour rehausser une digue (cf. figure 6.25). Les palplanches peuvent être foncées soit côté cours d'eau (à proximité du pied, en pied, à mi-pente) soit en crête de digue. Si le fonçage est réalisé côté eau, en fonction de la hauteur au-dessus du terrain et des niveaux d'eau attendus, il peut être nécessaire d'apporter un appui en remblayant le volume entre les palplanches et la digue.

Si autorisés, le retrait des palplanches après l'événement et le retour de la digue à son état d'origine peuvent être envisagés. Cela est possible lorsque :

- l'accessibilité à la crête et aux pentes de la digue le permet ;
- la digue peut supporter des engins lourds et encombrants ;
- les réparations nécessaires sont faites en cas d'endommagement de la digue lors de ces opérations.

Cette opération est à éviter si les niveaux d'eau sont élevés (généralement mise en œuvre avec de faibles niveaux d'eau) ou si se posent des problèmes de sécurité pour le personnel et l'équipement.

Les palplanches doivent en général être mises en place lorsque les débits sont faibles. Les palplanches sont foncées dans la digue à une profondeur déterminée pour assurer une bonne stabilité et/ou couper des circulations d'eau internes. Les matériaux de remplissage qui sont utilisés doivent être de taille suffisante ou suffisamment compactés pour ne pas être affectés par l'érosion.



Figure 6.25 **Utilisation de palplanches pour rehaussement d'une digue**
(source : Environment Agency)

6.6.1.5 Écran à montage rapide

Ce type de rehausse (*cf.* figure 6.26) peut être très utile dans certains contextes. En général, la construction est longue et nécessite beaucoup de matériel et de main-d'œuvre. L'ouvrage est simple à construire et peut supporter des rehausses successives dans une certaine limite. Les matières premières utilisées sont des pieux et panneaux en bois ainsi que des sacs de sable ou tout autre matériau de remplissage approprié. On peut les réaliser lorsque :

- l'accessibilité à la crête et aux talus de la digue le permet ;
- la digue peut supporter des engins lourds et de grande largeur.

Cette opération est à éviter si le temps disponible est limité ou s'il existe des problèmes de sécurité pour le personnel et l'équipement.

Pour construire cet écran, des panneaux de bois sont enfoncés verticalement dans la digue du côté eau de la crête. Les panneaux sont soutenus par des sacs de sable ou par des matériaux de remblai côté terre. Des pieux de bois sont aussi utilisés pour soutenir les panneaux. Un équipement imperméable (bâche en plastique ou géomembrane) peut être placé sur la structure.

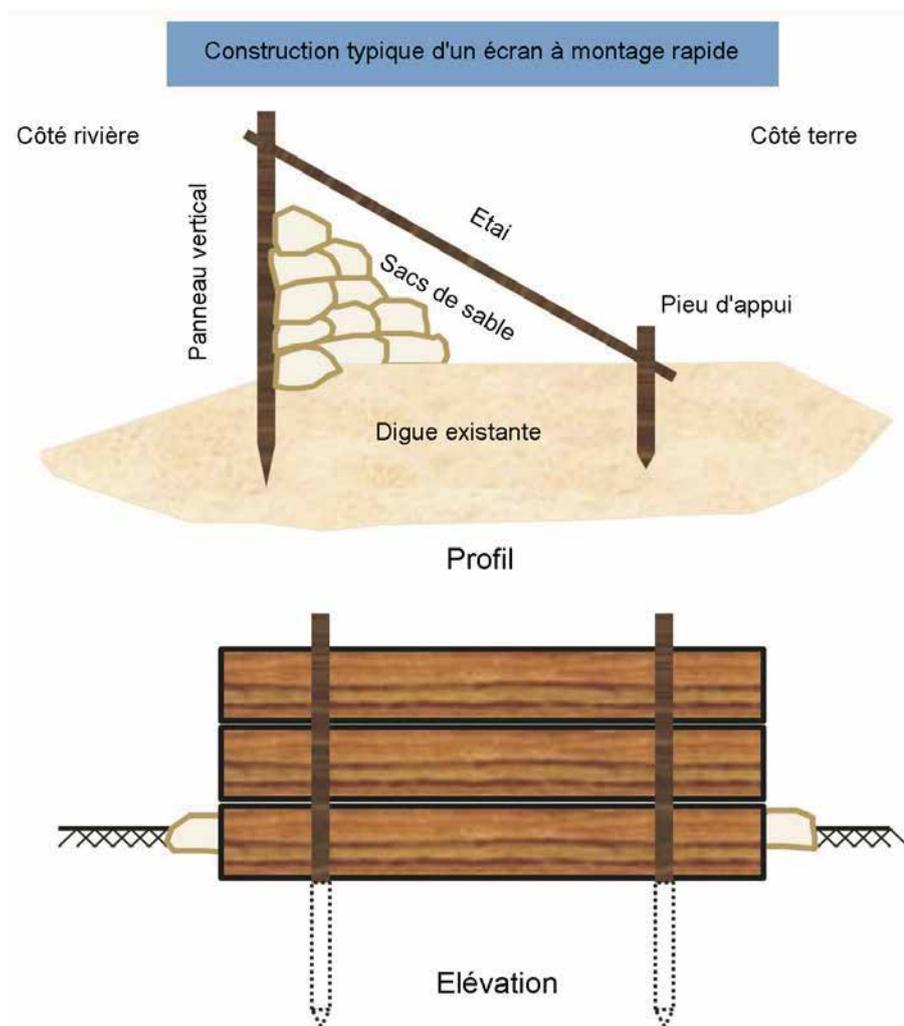


Figure 6.26 Utilisation d'un écran à montage rapide pour rehaussement d'une digue

6.6.2 Mesures de protection contre l'érosion externe

Un affouillement est une érosion du talus de la digue par des vitesses de circulation d'eau anormalement élevées ou sous l'action des vagues (cf. figure 6.27). Les conditions physiques qui peuvent causer des affouillements sont la présence d'angles saillants, les percées réalisées sur les digues abandonnées pour favoriser les écoulements, les ouvrages dans le lit du fleuve qui canalisent les écoulements et les configurations topographiques qui peuvent favoriser l'apparition de chenaux relativement profonds en pied de digue lors d'une crue ou d'une tempête. Les digues dont le tracé intercepte des points topographiques en relief sont souvent soumises à l'érosion du courant causé par la concentration des écoulements. Les affouillements sont particulièrement dangereux à cause de leur développement insidieux et de la difficulté de les détecter avant l'apparition de dommages irréversibles. Le principal danger d'un affouillement est qu'il se propage dans le talus vers le cœur de la digue. Les mécanismes en jeu s'apparentent à ceux affectant les berges, de même que la façon dont ils se manifestent. Dans les deux cas, l'érosion se produit sous l'eau et l'on retrouve les mêmes signes comme des loupes d'érosion. Lorsque l'eau est proche de la crête de la digue, au moment où la loupe d'érosion devient visible au-dessus de la surface de l'eau, une grande partie de la digue est déjà emportée. Les équipes d'inspection doivent faire des observations minutieuses du talus côté eau à chaque endroit où un courant particulièrement fort est observé. Pour les projets de protection contre les inondations qui ont été conçus en utilisant un modèle hydraulique, des observations attentives de la digue côté rivière devraient être faites lorsque les profils montrent une forte pente de la ligne d'eau. La présence de turbulences dans les zones peu profondes est un bon signe d'une zone non affouillée, mais ces signes doivent être régulièrement

surveillés. Si la turbulence devient anormalement faible (écoulements plus calmes), un affouillement peut être suspecté et des investigations doivent être menées immédiatement. Inversement, en eaux profondes, un affouillement peut être indiqué par une forte turbulence et la présence de tourbillons. Le personnel présent sur le terrain doit être particulièrement attentif dans de telles conditions. Si l'érosion est manifeste, des mesures immédiates doivent être prises pour protéger la digue.



Figure 6.27 **Affouillement sur une digue, schéma (a) et image de terrain (b)**
(source : ASCE)

Les techniques utilisées pour la protection contre l'affouillement d'une digue sont très dépendantes des conditions locales. Dans certains cas, les courants sont si intenses et l'affouillement d'une telle ampleur que cela implique des mesures non réalisables avec les équipements et le personnel mobilisables ordinairement en réponse à la montée des eaux. Cependant, en temps normal, les affouillements liés au courant peuvent être évités ou enrayés par des techniques relativement simples. Quand des attaques mineures du courant apparaissent sur la digue, en particulier sur les digues nouvellement construites, le talus côté eau doit être protégé de l'action du courant. Les travaux de protection contre les courants doivent s'étendre aussi loin que possible sous l'eau en tentant de rétablir le profil en travers d'origine.

6.6.2.1 Les bermes en enrochement

La construction d'une berme en enrochements permet de protéger les talus des digues. Cette technique est utilisée quand les forces érosives (du courant, des vagues ou des embâcles) sont trop fortes pour être efficacement contrôlées par d'autres moyens (cf. figure 6.28). Les blocs d'enrochements peuvent avoir différentes origines, mais doivent être suffisamment grands et anguleux pour résister une fois mis en place. Cette méthode présente l'avantage de pouvoir être mise en œuvre dans des conditions défavorables (hautes eaux, courants ou fortes vagues), là où d'autres méthodes ne pourraient pas l'être. L'inconvénient de cette mesure est que les enrochements sont généralement coûteux et ne sont pas directement disponibles sur place, nécessitant des temps d'approvisionnement potentiellement longs. Cette mesure peut être adoptée lorsque :

- l'accessibilité à la crête et au talus de la digue le permet ;
- la digue peut supporter des engins lourds ;
- la disponibilité en enrochements est suffisante.

Cette opération est à éviter si se posent des problèmes de sécurité pour le personnel et l'équipement.

Pour construire une berme en enrochements, les blocs sont d'abord placés en pied de digue côté cours d'eau ou au fond de la fosse d'affouillement, puis ajoutés en montant le long du talus côté cours d'eau (dans certaines situations, la construction de la berme sur le talus situé côté terre a été préférée, cf. encadré 6.17). La largeur de la berme est dans un premier temps déterminée par la nature de l'affouillement et par les sollicitations hydrauliques. Les enrochements sont mis en place jusqu'à l'obtention d'une berme stable à laquelle peut être ajoutée une couche supplémentaire. La longueur de la berme doit être suffisante pour couvrir la zone d'affouillement et permettre un recouvrement de part et d'autre sur les secteurs non endommagés. Lorsque cela est possible, il est préférable de commencer par mettre en place un géotextile ou autre filtre pour limiter le lessivage des matériaux fins, mais il est vrai que cela est irréalisable dans les conditions généralement rencontrées.



Figure 6.28 **Construction d'un revêtement en enrochement**
(source : USACE)

6.6.2.2 Les revêtements d'asphalte ou de bitume

De nombreuses digues, particulièrement en domaine côtier, sont couvertes par une couche d'asphalte, de blocs en béton ou d'enrochements naturels (cf. figure 6.29). Ces matériaux constituant le revêtement peuvent être endommagés au cours d'une tempête, ce qui peut se traduire par des fissures plus ou moins ouvertes et des départs de matériaux (Pullen *et al.*, 2007). Le gestionnaire doit alors essayer de réaliser les travaux d'urgence le plus tôt possible pour minimiser les dommages. Se présentent essentiellement deux options pour mener ces interventions. La première consiste à remplacer les morceaux arrachés par des pierres. Celles-ci seront maintenues en place par de l'asphalte mélangé et chauffé de telle sorte qu'il puisse être « versé » pour remplir les interstices. La deuxième option relative aux fissures consiste à remplir directement les zones concernées avec cet asphalte, qui durcit en refroidissant. L'utilisation d'un géotextile peut être envisagée si les conditions de vagues et de vent le permettent. Il faut être attentif à ce que le géotextile n'empêche pas la pénétration de l'asphalte entre et autour des matériaux de réparation.



Figure 6.29 **Exemple de digue avec de l'asphalte (a) et un revêtement de pierres (b)**
(source : Stowa)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

6.6.2.3 Construction des épis ou déflecteurs

Cette mesure consiste à construire un petit épi de la digue vers la rivière (ou la mer) sur une courte distance pour écarter le courant de la digue ou pour ajouter une protection contre l'attaque des vagues. Les épis de ce type, modifiant l'orientation du courant sans freiner l'écoulement, sont appelés déflecteurs ; ils sont généralement courts et utilisés pour une protection limitée et locale.

Dans les situations d'urgence, ces épis peuvent être construits à partir de différents matériaux : enrochements, sacs de sables, remblais, bois ou tout autre matériau disponible. Les épis sont mis en place de préférence à sec, aux endroits où des affouillements importants sont anticipés.

Cependant, ils peuvent être construits en eau (en utilisant des matériaux adéquats) sous certaines conditions d'agitation ou de courant. Une attention doit être portée aux conséquences hydrauliques compte tenu des effets néfastes que peut avoir une implantation hasardeuse. Quelques exemples d'épis sont présentés à la figure 6.30.

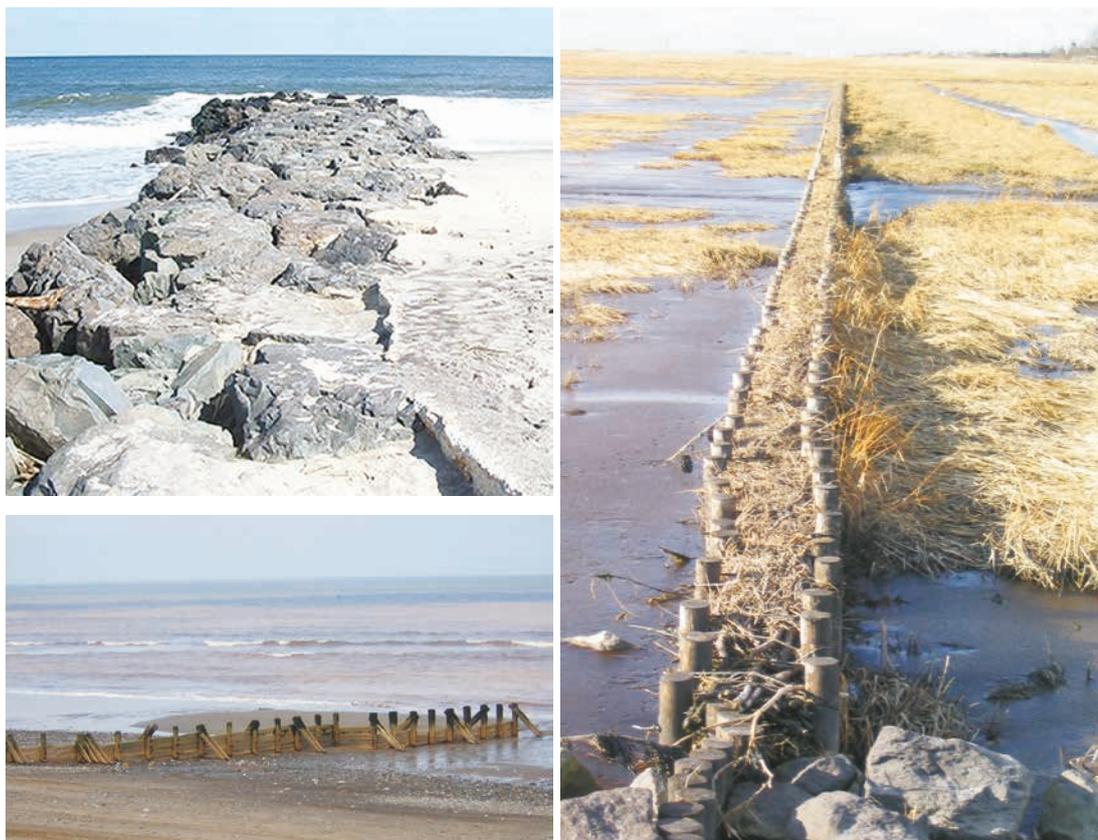
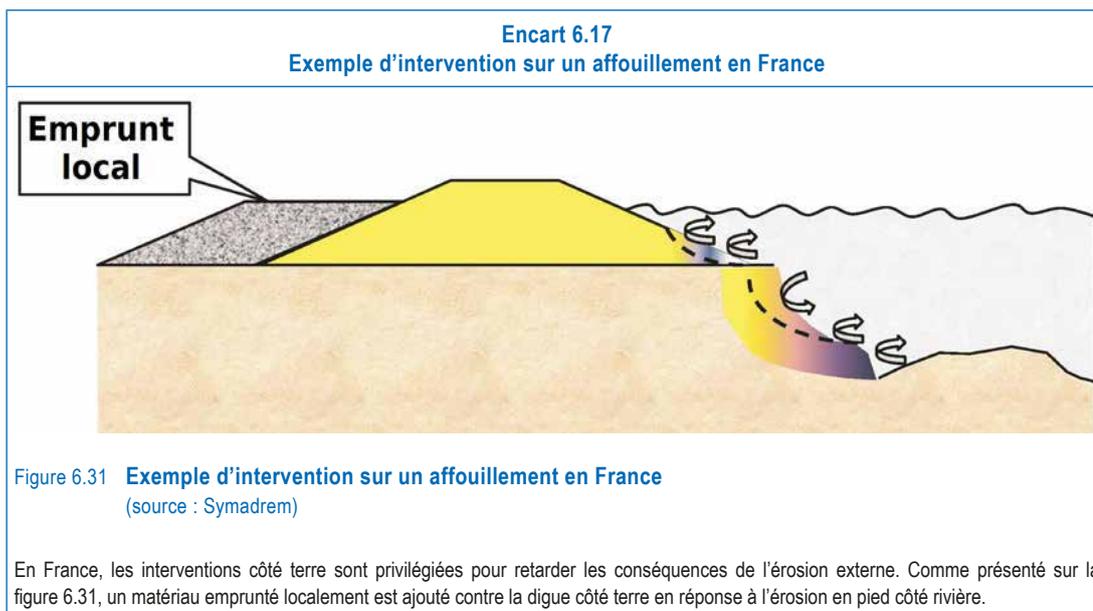


Figure 6.30 Exemples d'épis en enrochements, en bois et en remblais
(source : Wikimedia Commons)



6.6.3 Protection contre l'érosion due à la surverse/aux franchissements

6.6.3.1 Les bâches plastiques

Le recours à une bâche imperméable (en plastique ou géotextile) correctement ancrée peut être une mesure de protection efficace contre l'érosion provoquée par le franchissement ou la surverse (cf. figure 6.32). Il est nécessaire de disposer d'une bâche imperméable, de sacs de sables et de cordes, matériaux qu'il est normalement facile de se procurer en quantités largement suffisantes. L'équipement requis est minimal et peut se limiter à un tracteur ou un bulldozer facilitant le déroulage de la bâche. Cette installation peut être réalisée aussi bien à sec que dans des conditions de crue ou de niveaux extrêmes, même si elle est généralement réalisée avant l'événement. Cette mesure nécessite de disposer :

- d'un accès à la digue et à son talus ;
- d'un stock suffisant de bâches, de sacs de sable et de cordes.

Cette opération est à éviter si se posent des problèmes de sécurité pour le personnel et l'équipement.

Les étapes sont les suivantes selon que l'intervention est réalisée avant ou pendant l'événement :

- installation à sec (à marée basse ou avant que l'eau monte) ;
 - réalisation d'une tranchée en pied parallèle à la digue ;
 - mise en œuvre du premier bord du géotextile dans la tranchée et fermeture de celle-ci ;
 - mise en œuvre du géotextile en remontant vers la crête le long du talus côté eau ;
 - contrôle du recouvrement latéral d'un mètre entre les bâches et fixation du pied avec des sacs le sable ;
 - mise en œuvre des piquets dans le sol juste au-dessus de la surface couverte par la bâche (les piquets sont distants de 1,3 mètre et en quinconce avec un décalage de 0,3 mètre tel que représenté en figure 6.35 ;
 - fixation de la bâche aux piquets à l'aide de boutons dédiés ;
 - mise en œuvre des sacs de sable sur tous les bords de la bâche en croisant les cordes ;
 - contrôle que le bord de la bâche côté terre est correctement ancré dans une tranchée rebouchée ou ancré avec des sacs de sable ;
- installation pendant une crue/submersion :
 - en utilisant des sacs de sable comme corps morts, ancrer le géotextile au pied côté eau ;
 - en utilisant des sacs de sable, plaquer le textile contre le talus. En cas d'utilisation de géotextiles imperméables, ceci empêche l'air d'être emprisonné entre le talus et le géotextile.



Figure 6.32 **Utilisation de la bâche en plastique pour empêcher l'érosion par franchissement/surverse, positionnement de la bâche en plastique sur la digue côté eau (a) et dispositif en place (b)**
(source : USACE)

6.6.3.2 Les déversoirs d'urgence

Quand les techniques de rehaussements temporaires décrites précédemment ne peuvent pas être mises en œuvre ou ont échoué peut être envisagée la construction de déversoirs d'urgence (*cf.* figure 6.33). Cette technique permet de gérer les volumes de surverse tout en protégeant la digue de l'érosion ou d'une brèche potentielle. Cette technique peut aussi être retenue si un tronçon réduit de la digue n'est pas à la même cote ou si le niveau d'eau doit être maintenu sous une certaine cote. Le matériel nécessaire se limite à des sacs de sable et une bâche plastique. Cette technique peut être mise en œuvre lorsque :

- l'accessibilité à la crête et au talus de la digue le permet ;
- la disponibilité en sacs, sable et bâches est suffisante.

Cette opération est à éviter si les débits de surverse peuvent emporter les sacs de sable ou si la sécurité pour le personnel et l'équipement ne peut être assurée.

Pour construire un déversoir d'urgence, il faut retirer du talus côté terre tous les matériaux ou débris qui pourraient gêner la mise en place de la bâche plastique. Positionner la bâche en remontant du talus côté terre vers la crête puis sur le talus côté eau. Déposer au moins une rangée de sacs de sable sur chaque bord de la bâche. Des sacs de sable supplémentaires peuvent être nécessaires pour ajuster le niveau de surverse ou pour ajouter une masse supplémentaire. Les sacs de sable positionnés en crête doivent être ancrés à ses points hauts ou à tout autre dispositif de rehausse.



Figure 6.33 **Utilisation d'un déversoir d'urgence**
(État de Californie, 2010)

6.7 RÉPONSES À L'ÉROSION INTERNE ET TECHNIQUES D'INTERVENTION

Lorsque le niveau d'une rivière, d'un cours d'eau, d'un canal ou de la mer monte, la pression hydrostatique s'exerçant sur la digue augmente significativement et peut induire des circulations d'eau au travers de la digue et de ses fondations (cf. figure 6.34). Cette circulation suit généralement les chemins de moindre résistance ou des défauts existants (terriers, fissures, racines). Selon les caractéristiques géotechniques du matériau, des phénomènes d'érosion interne peuvent survenir. L'érosion interne (comme expliqué à la section 3.5.2.2) est en fait une famille regroupant différents phénomènes :

- érosion régressive : détachement d'éléments du corps lorsque les circulations internes ressurgissent par une surface sans filtre conduisant de façon régressive à la création d'une galerie (ou d'un renard) et de résurgences artésiennes (*sand boils*) ;
- érosion de conduit : migration de particules par un conduit ou zone de circulation d'eau pré-existante au travers de la digue ou de sa fondation ;
- suffusion : érosion sélective des particules fines au travers d'une couche de matériaux plus grossiers ;
- érosion de contact : érosion sélective de particules fines à l'interface de contact entre une couche à la granulométrie fine et une couche à la granulométrie plus grossière.

Note

Le terme « renard hydraulique » peut porter à confusion, car il est utilisé de façon imprécise pour désigner l'un de ces mécanismes d'érosion interne ou une combinaison de ceux-ci. L'érosion interne, une fois initiée, peut conduire à la création d'une brèche au travers de la digue, soit seule soit en combinaison avec d'autres (instabilité, tassement et franchissement).

Les écoulements internes ne sont pas forcément problématiques, sauf si :

- le talus côté terre est déstabilisé par la saturation en eau ;
- l'érosion interne est en cours ;
- la capacité de pompage ou ressuage de la zone protégée est dépassée.

Les techniques permettant de réduire (ou de contrôler) l'érosion interne se concentrent généralement sur :

- la réduction des circulations internes en :
 - réduisant les infiltrations d'eau dans ou sous la digue ;
 - augmentant le chemin hydraulique à parcourir (diminuant de fait le gradient hydraulique) ;
 - réduisant la charge hydraulique (diminuant de fait le gradient hydraulique).
- l'acceptation des écoulements internes, tout en luttant contre l'érosion interne en améliorant la filtration (cf. aussi la figure 6.41 dans l'encart 6.18).

Avertissement

Lutter contre les écoulements internes de façon inappropriée peut provoquer des problèmes d'érosion interne. Le recours au pompage des écoulements internes doit être minimisé et en cas de crue (mise en charge de la digue), il est recommandé de laisser monter le niveau d'eau dans la zone protégée jusqu'à une inondation acceptable. Les digues ont parfois été mises en situation dangereuse en tentant de garder « au sec » les zones protégées, demandant des efforts et du temps supplémentaires pour contrôler les résurgences provoquées par le pompage. En conséquence, les écoulements internes peuvent être acceptés s'ils ne provoquent pas de désordres et s'il existe une capacité de ressuage ou une surface inondable suffisante dans la zone protégée.

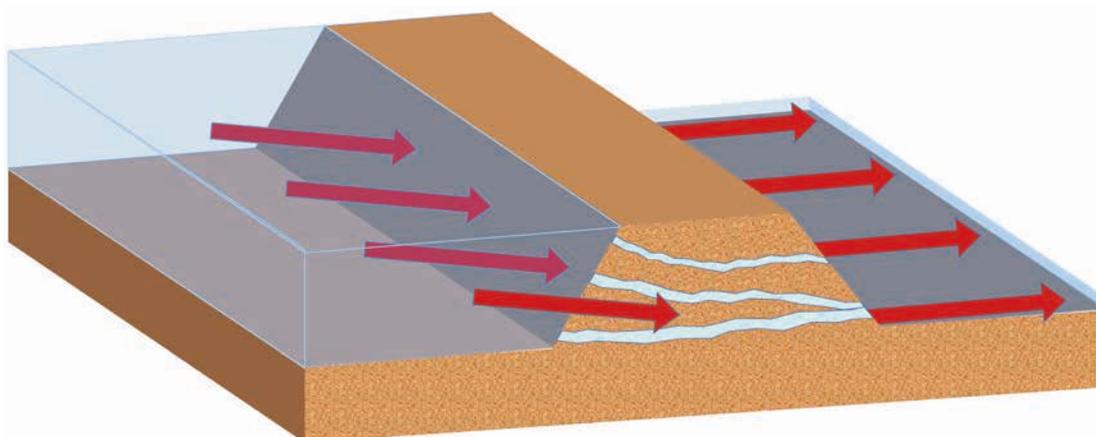


Figure 6.34 **Phénomène d'érosion interne**
(source : ASCE)

6.7.1 Les mesures de réduction des infiltrations

Si un tronçon de digue est reconnu comme (ou suspecté d'être) sensible aux effets induits par les écoulements internes, alors des mesures peuvent être prises pour réduire les volumes d'eau traversants. Ces mesures fournissent un moyen de diminuer les mouvements d'eau dans le sol tout en réduisant la pression hydrostatique et le potentiel d'érosion interne. Ces mesures peuvent être mises en œuvre de façon directe, que la digue soit ou non en charge.

6.7.1.1 Les bâches imperméables

L'usage d'une bâche imperméable côté cours d'eau (en plastique ou géomembrane) ancrée de façon adéquate peut être une mesure efficace de réduction des infiltrations (cf. figure 6.35). Cette mesure peut être utilisée sur des linéaires de digues importants ou ponctuellement mise en œuvre aux endroits où des entrées d'eau ont été détectées (cf. figure 6.36). Cette mesure est décrite en détail à la section 6.6.3.1.

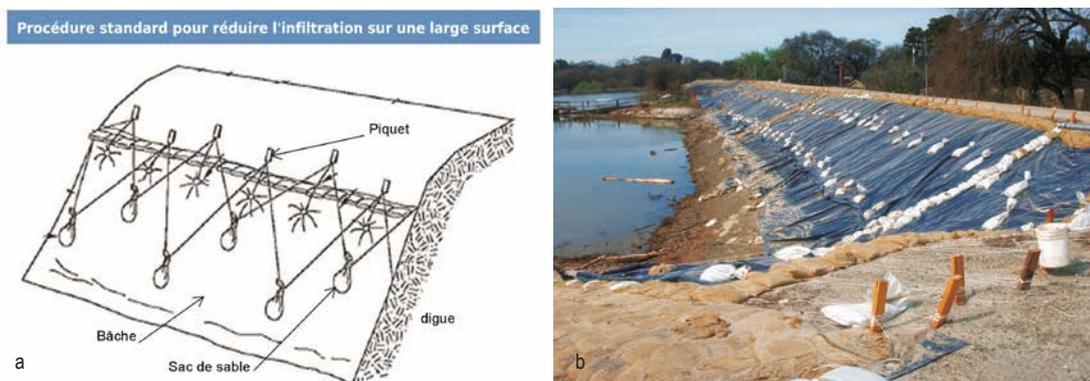


Figure 6.35 **Utilisation d'une bâche imperméable pour réduire les infiltrations sur une large surface (a) et application sur le terrain (b)**
(source : DWR, 2010 et USACE)

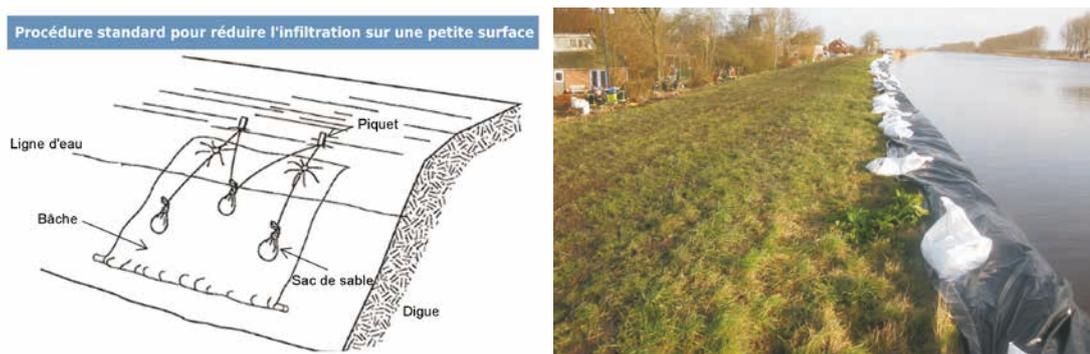


Figure 6.36 Utilisation d'une bâche imperméable pour réduire les infiltrations
(source : DWR, 2010 et Henk van Hemert)

6.7.2 Les mesures d'augmentation du chemin hydraulique (au travers de la digue)

Si une digue rencontre de façon récurrente des problèmes de circulation d'eau dans son corps ou dans ses fondations, une des solutions les plus communes est de placer côté eau une couverture de matériaux fins imperméables ou peu perméables. Si ces couches sont continues et prolongées côté cours d'eau sur une distance importante, elles peuvent réduire efficacement les circulations d'eau et les pressions interstitielles côté terre. L'efficacité de ces couches dépend de leur épaisseur, de leur longueur, de la distance au pied de digue côté eau et de leur perméabilité. Cependant, ces techniques nécessitent d'être mises en œuvre « hors d'eau » et par conséquent peuvent être plus appropriées en phase amont de la gestion de crise. En cas de crue ou d'épisode de submersion, lorsque les écoulements internes ou les pressions interstitielles deviennent problématiques, la seule alternative consiste à construire une berme contre la digue côté terre (cf. figures 6.37 et 6.40).

6.7.2.1 Berme destinée à drainer les infiltrations

Si les sous-pressions côté terre deviennent supérieures à la résistance de la couche de fondation superficielle, le soulèvement et la rupture de la couche superficielle peuvent se produire conduisant à l'apparition de résurgences (ou *sand boils*). La construction de bermes côté terre peut régler ce problème en drainant et ramenant les sous-pressions en pied de berme à des niveaux acceptables et en ajoutant le poids nécessaire pour compenser ces forces de sous-pressions. Cette technique peut être mise en œuvre dans les conditions suivantes :

- espace adéquat disponible côté terre pour la construction ;
- disponibilité suffisante de matériaux (sol, enrochement etc) ;
- prise en compte des contraintes pratiques associées aux couches filtres ou géotextiles nécessaires (temps de mise en œuvre, environnement opérationnel...).

Quatre sortes de bermes peuvent être utilisées avec une sélection basée sur les matériaux et l'espace disponibles et sur les coûts relatifs :

1. **Bermes imperméables** : une berme construite avec des matériaux peu perméables augmente les sous-pressions qui s'exercent sur les couches superficielles du sol. Ce type de berme peut être construit, mais elle doit avoir une épaisseur suffisante pour éviter le soulèvement hydraulique du pied aval.
2. **Bermes semi-perméables** : les matériaux semi-perméables utilisés pour construire ce type de berme doivent avoir une perméabilité en place supérieure ou égale à celle de la couche de sol superficielle. Dans ce type de berme, des écoulements internes vont traverser et ressurgir à sa surface. Cependant, dans la mesure où la présence de cette berme ajoute une résistance à l'écoulement, la pression dans la fondation en pied de digue sera augmentée.

3. **Bermes de sable** : même si une berme de sable ajoute moins de résistance à l'écoulement qu'une berme semi-perméable, elle peut aussi provoquer une augmentation de la pression en pied s'il n'y a pas la capacité de conduire les écoulements internes sans perte de charge excessive. Le matériau utilisé pour une berme de sable doit être aussi perméable que possible, avec une perméabilité minimum de 10⁻⁴ m/s. Une berme de sable nécessite moins de matériaux et prend moins de place qu'une berme imperméable ou semi-perméable fournissant le même degré de protection.
4. **Bermes drainantes** : une berme drainante est composée de tout-venant disposé sur une couche horizontale de sable ou de graviers drainants (avec un collecteur terminal constitué d'un tuyau perforé), dimensionnée selon les mêmes méthodes que pour les couches drainantes. Même si les bermes drainantes offrent une protection contre les sous-pressions provoquées par les écoulements internes avec une longueur et une épaisseur inférieures à celles des autres bermes, leur coût est en général bien supérieur, et leur usage en conséquence limité.

Le personnel intervenant doit démarrer en déposant le matériau contre le talus arrière de la digue. Le matériau doit être si possible mis en place avec un bulldozer, en étant extrêmement attentif à ne pas endommager la digue elle-même. Chaque entaille dans la digue peut initier un écoulement interne. Ces bermes peuvent être construites rapidement et être très avantageuses si les matériaux et le personnel sont disponibles pour leur mise en œuvre.



Figure 6.37 **Berme construite côté terre, destinée à réduire les infiltrations**
(source : USACE)

6.7.3 Mesures de réduction du gradient hydraulique

Techniquement, le gradient hydraulique est la différence de charge hydraulique mesurée sur la longueur du chemin hydraulique. Concrètement, cela signifie qu'à mesure que le niveau d'eau s'élève sur une digue en raison d'une marée haute ou d'un événement de tempête, la différence de niveaux d'eau entre le côté eau et le côté terre de la digue produit une pression sur la digue et sa fondation. Cette pression est une sous-pression qui peut, soit compenser le poids de la couche supérieure du sol, soit percer cette couche et engendrer une résurgence. Deux phénomènes dangereux pour la digue et qui peuvent mener à sa ruine s'ils ne sont pas correctement traités. Il existe trois mesures généralement utilisées pour traiter ces deux menaces :

- construire une berme côté terre ;
- confiner les résurgences avec des sacs de sable ou autre moyen adapté ;
- augmenter le niveau d'eau côté terre pour réduire la différence de charge au travers de la digue.

Les bermes côté terre ne seront pas développées dans cette section puisque la discussion précédente présentée sur des bermes destinées à réduire les infiltrations est directement applicable. Comme exposé, ces bermes servent à augmenter le chemin hydraulique et à réduire le gradient hydraulique. Les considérations dans ce domaine incluent la perméabilité du matériau et la taille de la berme. Généralement un matériau perméable ou semi-perméable doit être préféré à un matériau imperméable.

6.7.3.1 Confiner les résurgences

L'eau des infiltrations traverse des couches perméables sous la digue puis perce la couche superficielle, emportant avec elle le matériau présent sous la base de la digue. Une telle résurgence peut progressivement saper une digue et aboutir à sa ruine en causant son effondrement soudain. Sachant qu'il est difficile d'évaluer la gravité d'une résurgence, toutes sont à surveiller de près. Toute résurgence qui s'agrandit et voit son débit de matériaux augmenter, particulièrement si elle est située dans les 60 mètres depuis le pied de digue, doit être considérée comme une menace pour la digue et contrôlée. Le traitement des résurgences n'est cependant pas limité à celles situées à moins de 60 mètres du pied de digue. Les nouvelles résurgences doivent être marquées clairement pour que les équipes de surveillance puissent les localiser sans difficulté et observer des changements de leurs caractéristiques. Une résurgence qui libère une eau claire avec un débit stable n'est habituellement pas une menace sérieuse pour la sûreté de la digue. Cependant, comme la charge hydraulique est augmentée pour arrêter le départ de particules du sol, les pressions interstitielles dans la digue le sont également et la stabilité du talus peut en être affectée. Les seules actions nécessaires, dans ce cas, sont l'observation attentive et fréquente de la résurgence et le drainage de l'excès d'eau pour empêcher son accumulation près de la digue. Toutefois, si le débit augmente et charrie une quantité substantielle de sable et de matériaux argileux, une action curative doit être engagée immédiatement pour empêcher la ruine de la digue. Cette mesure peut être mise en œuvre dès lors que :

- il existe un signe visible de résurgence ;
- la résurgence est d'une ampleur préoccupante ;
- la résurgence charrie des matériaux fins.

Cette opération est à éviter si la sécurité pour le personnel et l'équipement ne peut être assurée.

Une méthode reconnue de confinement d'une résurgence est présentée aux figures 6.38 et 6.39. La base de la couronne de sacs est préparée en dégageant les débris, la végétation ou autres matériaux problématiques du sol adjacent, sur une largeur suffisante pour la base de la couronne. Étape très importante, l'assise doit alors être décaissée pour fournir une jonction imperméable entre le sol naturel et les sacs. Les sacs sont disposés en cercle autour de la résurgence, en les décalant les uns par rapport aux autres et en utilisant de la terre comme mortier entre chaque sac. En général, il a été montré que les meilleurs résultats sont obtenus par la construction de la couronne de sacs depuis son bord extérieur et en progressant vers le centre. Le dispositif est édifié à une hauteur suffisante pour arrêter la résurgence de matériaux. L'opération est arrêtée quand l'eau résurgente est claire. Un déversoir en V fait de deux planches ou d'une pièce de tôle doit être ajouté près du sommet du cercle pour déverser l'eau. Un déversoir fait de sacs de sable peut aussi être utilisé pour évacuer l'eau de la couronne.

Il est impossible d'établir des dimensions exactes pour une couronne de sacs, les conditions étant spécifiques à chaque situation. Le diamètre de la couronne, aussi bien que sa hauteur dépendent de la taille de la résurgence et du débit d'eau. Le personnel en intervention doit déterminer la taille de la couronne en prenant en compte les éléments suivants :

- la couronne de sacs doit avoir une base suffisamment large pour éviter les ruptures de talus ;
- la largeur doit être déterminée par la hauteur envisagée et ne doit pas être inférieure à une fois et demie la hauteur ;
- le bassin délimité doit être de taille suffisante pour permettre aux opérations de confinement de garder le contrôle du débit d'eau. S'il y a des zones faibles à proximité de la résurgence, il est recommandé de les inclure dans le dispositif et de garder ainsi le contrôle en cas d'apparition de nouvelle résurgence.

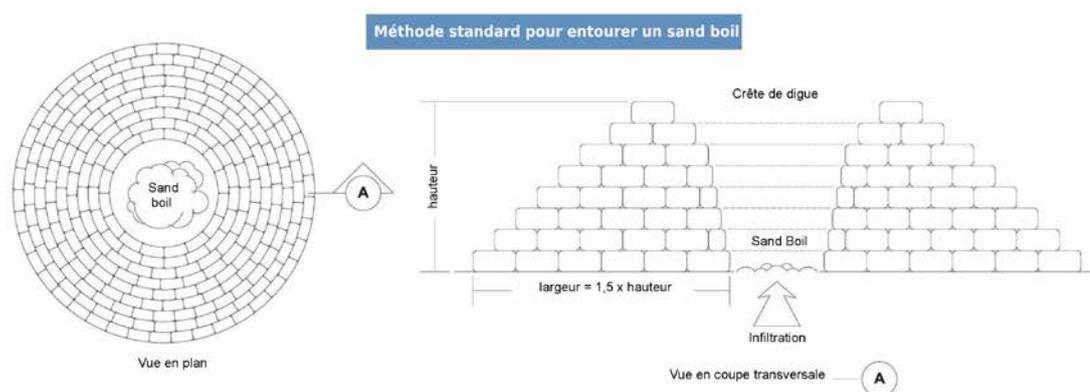


Figure 6.38 **Méthode recommandée pour confiner les résurgences**
(source : USACE)

6.7.3.2 Augmenter le niveau d'eau côté terre

Une autre méthode permettant de réduire le gradient hydraulique au travers de la digue consiste à laisser le niveau d'eau monter dans des fossés côté terre (s'il y en a) ou à créer de petites retenues en arrière de la digue dans lesquelles l'eau infiltrée est collectée, créant des bassins côté terre. Préalablement à la mise en œuvre de cette mesure, il faut s'assurer que la saturation de la digue ne menacera pas sa stabilité.



Figure 6.39 **Schéma de confinement d'une résurgence sur un talus de digue (a) et exemple de mise en œuvre (b)**
(source : USACE)

6.8 RÉPONSES AUX PROBLÈMES D'INSTABILITÉ ET TECHNIQUES D'INTERVENTION

Des discussions précédentes concernant l'érosion interne ont mis en avant quelques-unes des préoccupations sur les instabilités géotechniques. Le niveau d'eau augmentant, les sous-pressions compensent partiellement le poids du sol conduisant potentiellement à une déstabilisation de la digue. Aussi, en se saturant, la résistance au cisaillement du matériau du corps de digue diminue, ce qui engendre des glissements locaux sur les talus aussi bien côté eau que côté terre. Normalement, les glissements locaux de talus sont de faible ampleur et isolés et peuvent être réparés relativement vite par des moyens simples. Cela ne représente généralement pas une menace pour la stabilité globale de la digue mais constitue néanmoins une perte de matériaux, ce qui réduit le chemin hydraulique et expose potentiellement les matériaux à l'érosion et aux affouillements. Quel que soit l'événement, ces

glissements locaux doivent être réparés ou par dépôt et compactage de matériaux ou par l'ajout d'une couverture géotextile/plastique et être surveillés en attendant la réparation définitive. Les techniques présentées répondent à ces problèmes susceptibles de conduire à l'ouverture d'une brèche dans la digue s'ils ne sont pas traités. Les techniques réduisant les instabilités visent généralement la réduction :

1. de la pente du talus ;
2. des pressions d'eau sous la digue ;
3. de la saturation de la digue.

6.8.1 Réduction de la pente du talus

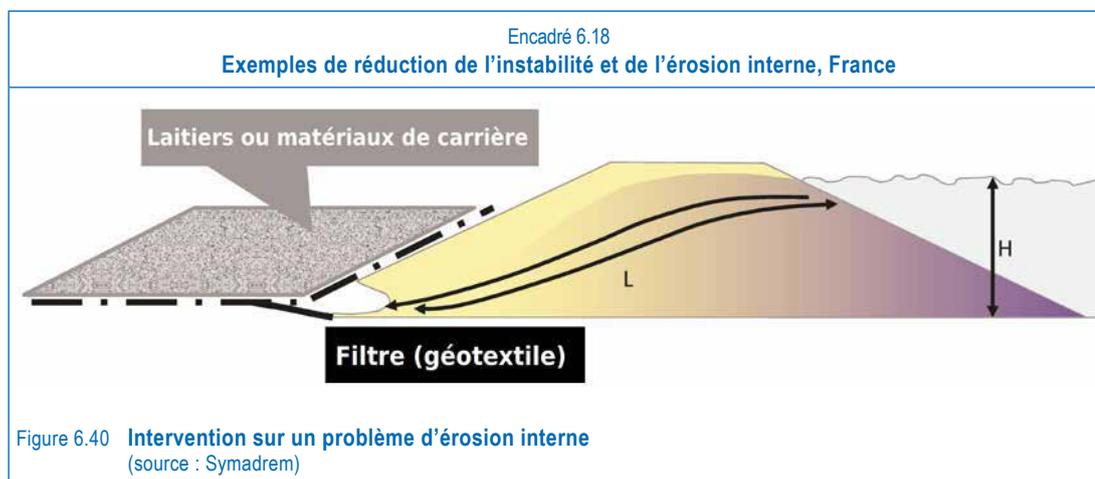
Les fortes pentes, de l'ordre de 1V/2H ou plus, comportent un risque supérieur de rupture par rapport aux pentes douces, de l'ordre de 1V/3H ou moins. Si la stabilité d'un talus est une préoccupation, une intervention efficace consiste à réduire la pente du talus. Dans une situation d'urgence, ceci peut être réalisé par l'ajout d'une berme côté terre. La pente du talus reprofilé dépend principalement de l'espace disponible pour la construction de la berme et du volume de matériau. L'ensemble des considérations et exemples applicables aux bermes destinées à réduire les infiltrations s'appliquent aussi ici. L'ajout d'une berme côté terre ne sert pas uniquement à réduire la pente du talus mais apporte aussi du poids pour contrecarrer les sous-pressions (de soulèvement). L'utilisation d'une berme côté terre contre les instabilités et l'érosion interne est présentée à l'encadré 6.18.

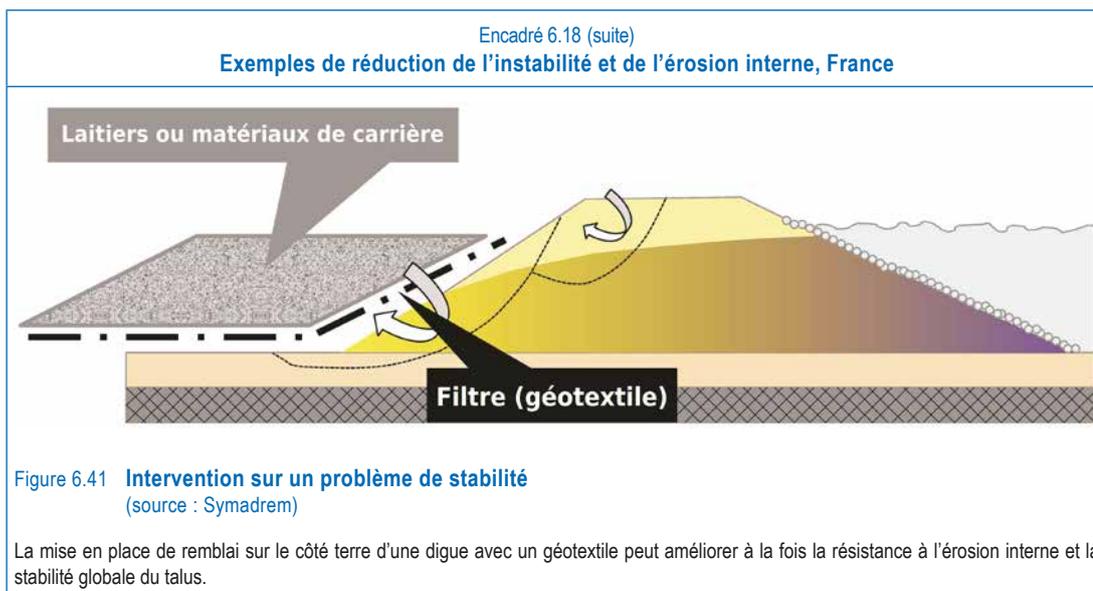
6.8.2 Réduction des sous-pressions (de soulèvement)

Pour réduire les sous-pressions dans la digue ou au niveau de la fondation côté terre, une berme peut être ajoutée côté terre, mesure qui a déjà été développée en détail.

6.8.3 Réduction de la saturation de la digue

La saturation pouvant mener à l'instabilité de la digue, sa réduction est une mesure qui permet d'améliorer la stabilité de la digue. Ce sujet a été développé plus tôt dans la section abordant les mesures de réduction de l'infiltration par l'utilisation d'une couverture imperméable et de sacs de sable.





6.9 LA GESTION ET LES INTERVENTIONS EN CAS DE BRÈCHES

Une digue peut rompre avant surverse/franchissement (cf. figure 6.42) si, pour des raisons liées à sa structure, la digue est instable lorsqu'elle est soumise à une charge hydraulique. Circulations internes, problèmes de stabilité et affouillements peuvent tous conduire à une brèche s'ils ne sont pas convenablement gérés en phase de gestion de crise.

Quel que soit le mécanisme initiateur, une fois une brèche ouverte dans une digue, les vitesses au travers de celle-ci sont assez élevées et l'accès pour tenter de fermer la brèche peut devenir délicat. Il peut être difficile de se procurer et d'acheminer sur site les matériaux appropriés. Les gros blocs d'enrochements sont généralement les meilleurs matériaux, mais des tentatives ont été réalisées avec de nombreux matériaux alternatifs par le passé : de grands sacs de sable (0,75 m³), de gros arbres et même des wagons de voie ferrée. L'accès à la brèche se fait généralement par camion en circulant sur la crête de digue. Dans certains cas, seul est possible l'accès par hélicoptère, notamment si les deux côtés de la digue sont inondés.

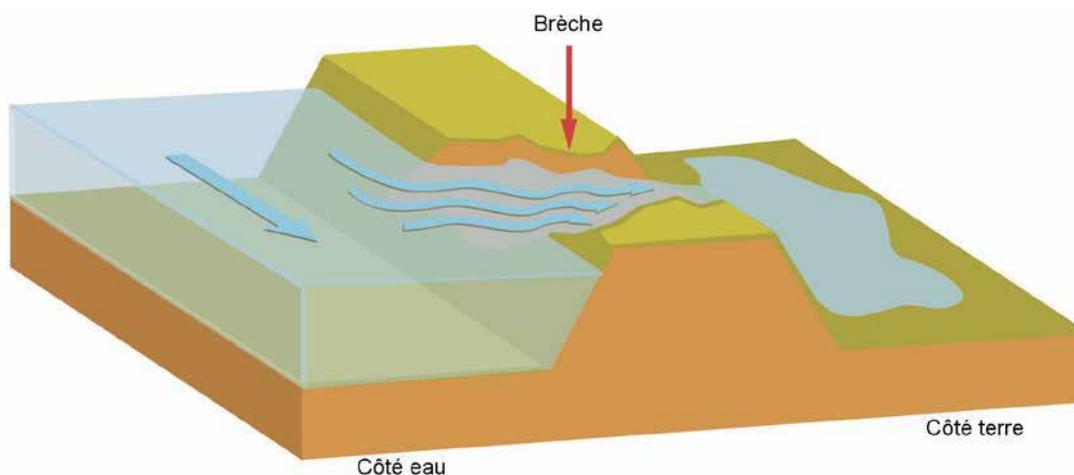


Figure 6.42 **Ouverture d'une brèche avant la surverse**
(source : ASCE)

L'agrandissement de la brèche affecte le corps et la fondation de la digue. Il existe différentes étapes dans le développement d'une brèche (la figure 6.43 présente un type de développement). Le stade de développement détermine le type de réponse pouvant être mise en œuvre. L'équipe d'intervention doit être en mesure d'identifier ces stades de développement pour prendre les dispositions appropriées.

Pour chaque stade de développement de la brèche, les recommandations sur les actions à engager sont les suivantes :

Stades 1 et 2 : les mesures d'intervention peuvent être appliquées :

- appliquer les mesures d'intervention telles que définies contre l'érosion externe.

Stades 3 et 4 : il est encore possible d'empêcher que la brèche traverse complètement la digue :

- appliquer les mesures d'intervention telles que celles définies contre l'érosion externe et/ou déposer des matériaux dans la brèche.

Stade 5 : il est peu probable que l'intervention puisse empêcher la brèche de traverser complètement la digue, se concentrer sur la limitation de son élargissement :

- déposer des matériaux dans la brèche.

Stade 6 : réparer pendant l'événement est seulement possible pour les petites digues ou avec des moyens lourds. Se concentrer sur la limitation de l'extension de la brèche :

- si la brèche est petite et que le débit n'est pas trop important, placer des matériaux dans la brèche.

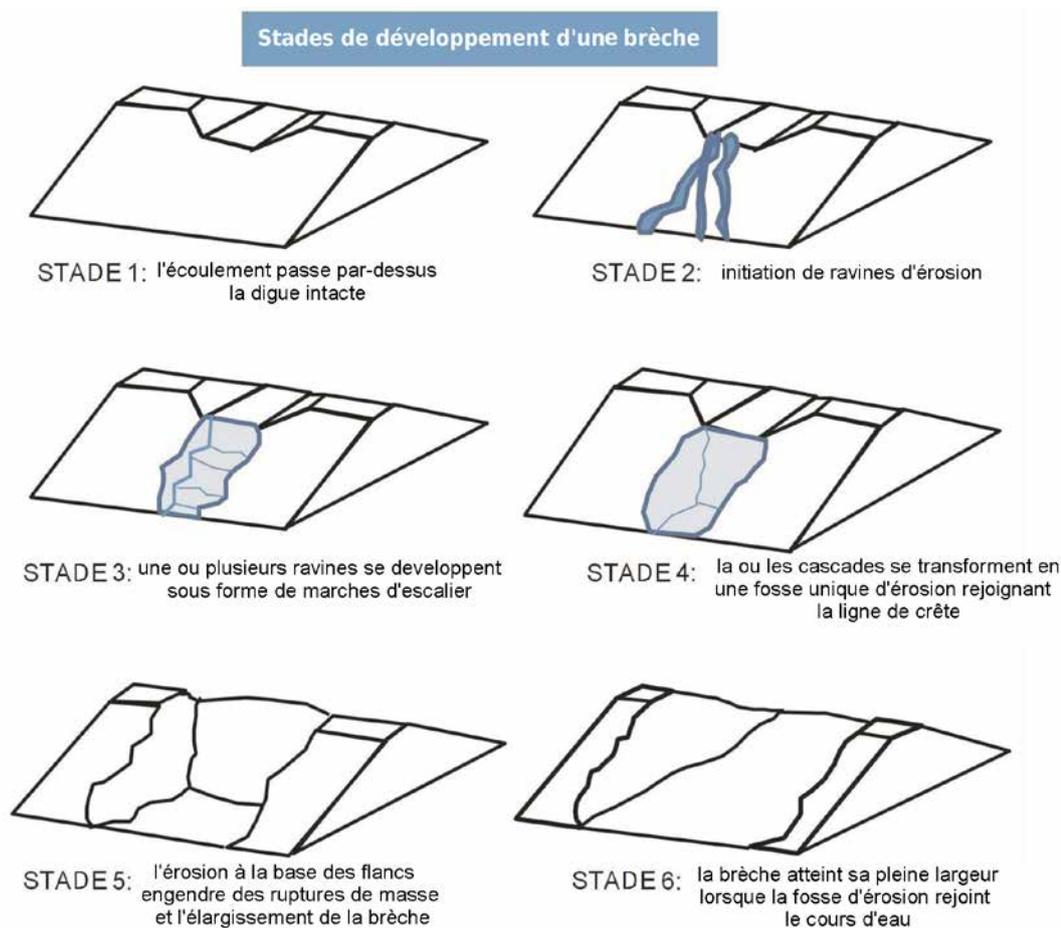


Figure 6.43 **Stades de développement d'une brèche**
(Hahn *et al.*, 2000)

Le matériau nécessaire à la fermeture d'une brèche, compte tenu des vitesses d'écoulement, nécessite d'être volumineux et lourd pour rester en place (*cf.* figure 6.44). Les gros enrochements sont typiquement utilisés dans ce genre d'opération. S'ils permettent d'endiguer le flux, le dispositif de fermeture ainsi

construit présentera en général des fuites substantielles. Pour cette raison, il est recommandé de construire le dispositif de fermeture soit côté eau soit côté terre, de sorte que le matériau perméable ne se trouve pas sur l'emprise de la digue lorsque des réparations définitives devront être menées (cf. figure 6.46). Le choix du matériau doit être fait en prenant en considération les éléments présentés au tableau 6.4. La figure 6.45 montre l'utilisation des sacs de sable pour fermer une brèche.

Tableau 6.4 **Considérations sur les matériaux permettant de remplir de grandes brèches ou en condition de fortes vitesses d'écoulement.**

Considérations	Solution suggérée
<ul style="list-style-type: none"> les interventions avec de petits blocs unitaires (vrac, sacs de sable) ne permettent pas de fermer une brèche importante et compte tenu de leur faible masse, ceux-ci seront emportés avant que le flux ne soit contenu ; la mise en place par engin (non manuel) est plus rapide et peut être plus sûre. <p>Vérifiez que les conditions de sécurité permettent l'intervention.</p>	<p>À l'aide d'engins, placer dans la brèche de gros éléments plus stables tels que des gabions, des gros sacs de sable (0,8 m³), des blocs de béton. Si cela paraît opportun, il peut aussi être envisagé l'échouage de barges ou l'utilisation de vieilles voitures ou autres objets équivalents.</p>



Figure 6.44 **Réponse à l'ouverture d'une brèche, limitation de la croissance de la brèche en utilisant des big bags (a) et des gabions (b)**
(source : Environment Agency)



Figure 6.45 **Réparation d'urgence sur une digue côtière Nam Dinh, Vietnam après la tempête n°7 (2005)**
(source : projet VNICZM, Nam Dinh)

Par ailleurs, une attention doit être portée à l'alignement de la fermeture d'une brèche. Il est important de se rappeler que les réponses d'urgence pour fermer une brèche sont des solutions temporaires pouvant gêner la réparation définitive une fois la crise passée. Le tableau 6.5 présente trois options d'alignement avec leurs avantages et inconvénients.

Tableau 6.5 Options d'alignement possible pour fermer une brèche

Option	Avantages	Inconvénients
A	<ul style="list-style-type: none"> faibles profondeurs les matériaux perdus au cours de la fermeture serviront à la réparation définitive ou à remplir la fosse d'érosion peut servir de batardeau à la réparation permanente 	<ul style="list-style-type: none"> plus grande longueur et durée supérieure d'intervention plus de matériaux présence d'arbres ou d'autres obstacles
B	<ul style="list-style-type: none"> faibles profondeurs plus courte distance de fermeture durée inférieure d'intervention 	<ul style="list-style-type: none"> plus fortes vitesses les gros blocs sur le tracé final peuvent gêner la réparation définitive
C	<ul style="list-style-type: none"> à l'abri du courant de la rivière vitesses plus faibles 	<ul style="list-style-type: none"> plus grande longueur et durée supérieure d'intervention plus de matériaux (en cas de présence d'une fosse d'érosion)

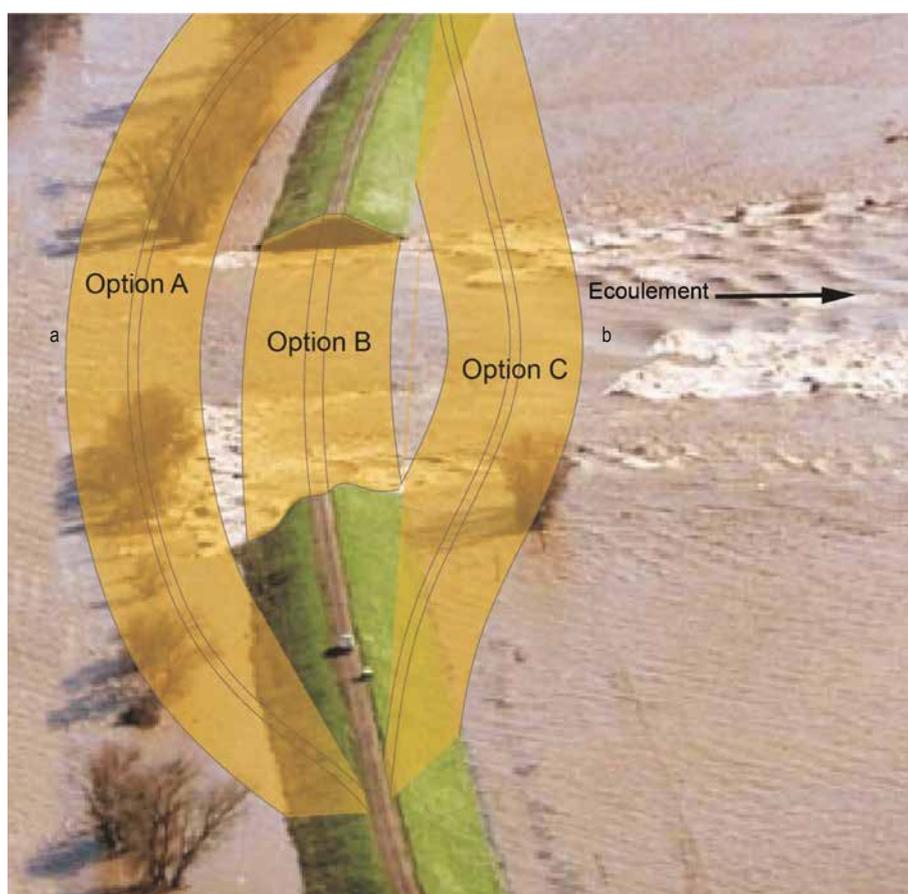


Figure 6.46 Fermeture de brèche, options d'alignement
(source : USACE)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

6.10 LES TECHNOLOGIES INNOVANTES DE RÉ-HAUSSE

Les sections précédentes ont fourni des informations quant aux matériaux et méthodes traditionnellement employés en réponse aux inondations. Cependant, il ne s'agit pas des seuls matériaux et méthodes disponibles. Les encadrés 6.19 à 6.25 présentent quelques techniques communes employant des dispositifs récemment mis au point et des conceptions innovantes. Les méthodes présentées ne constituent en aucune façon une liste exhaustive mais illustrent des technologies basées sur des tubes ou des caissons remplis ou des panneaux ; la stabilité de ces différents dispositifs étant assurée soit par la seule poussée hydrostatique, soit par des appuis ou ancrages fixes préalablement installés, soit encore par le poids propre du dispositif (en général rempli d'eau ou d'un autre matériau).

Chaque méthode comporte des caractéristiques supplémentaires, telles que la rigidité ou la flexibilité, le remplissage avec de l'air ou avec de l'eau (ou un autre matériau), la perméabilité ou l'imperméabilité, le déploiement automatique ou manuel. Il existe une grande variété d'autres solutions techniques commercialisées, basées sur le même principe.

Même si tous les systèmes innovants présentés peuvent être déployés en crête de digue, chaque situation doit être étudiée pour s'assurer du choix adéquat. Cependant, ces technologies sont éprouvées et dans certaines situations, elles sont retenues comme méthode de référence en gestion de crise.

Encadré 6.19
Mur de protection constitué d'alvéoles ouvertes en plastique

Détails

- grilles d'alvéoles pliable de hauteur 20,3 cm ;
- déployables en sections de 1,20 m x 1,20 m ou 1,20 m x 0,6 m ;
- les grilles peuvent s'emboîter ;
- à remplir par le haut avec du sable avec un chargeur, une pelle mécanique, un camion benne, ou d'autres matériels de terrassement ;
- suffisamment légères pour être tenues par deux personnes ;
- de taille suffisamment réduite pour être manœuvrables dans le vent ;
- de dimensions adaptées au chargement dans une camionnette ou un hélicoptère ;
- ne nécessitent aucun outillage spécial ;
- faible emprise au sol.



Figure 6.47 **Installation sur le terrain des alvéoles en plastique**
(source : USACE)

Avantages :	Inconvénients :
Rapide et facile à construire	Quelques ruptures de la grille en cas de manipulation brutale
Très stable même sur des sols meubles	La surcharge induite peut créer une instabilité du talus
Réutilisable à 90 %	Nécessite des engins pour le remplissage
Emprise au sol de 1,80 mètre (pour une structure de 1,20 mètre de haut)	Quelques difficultés à enlever le matériau de remplissage après utilisation
Très peu de fuites	

Encadré 6.20
Système de batardeaux portables

Détails

- utilise une structure métallique ;
- membrane continue constituée de vinyle renforcé ;
- moyen de canaliser, retenir ou stocker l'eau ;
- la structure support est conçue pour transférer la charge hydraulique en charge quasi verticale créant ainsi une structure autostable dont aucun étau ne dépasse à l'arrière dans l'aire de travail ;

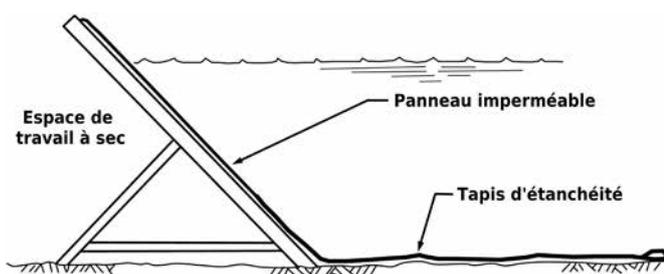


Figure 6.48 Schéma d'un batardeau portable
(source : USACE)

- le revêtement est flexible, étanchéifiant la plupart des contours irréguliers ;
- ce système peut être installé pratiquement partout, dans toutes les configurations, et sur toutes longueurs ;
- le dispositif est disponible en location pour des hauteurs de 1, 1,50, 2 et 3 mètres.

Avantages :	Inconvénients :
Facile et rapide à construire et à démonter	La hauteur ne peut pas être augmentée si le niveau d'eau continue à s'élever.
Peu de fuites à partir du moment où l'étanchéité du sol est assurée	Nécessite une largeur de crête importante en cas d'installation sur une digue.
Réutilisable à 100 %	Peut être endommagé par des embâcles flottants
Stable, sauf sur les sols meubles	L'accès à la crête est limité une fois le système installé

Encadré 6.21
Système de barrage portable

Détails

- rapidement déployé et démonté ;
- assemblé le long de lignes d'ancrage et de joints d'étanchéité préinstallés ;
- un élément standard mesure 2,10 mètres de long ;
- hauteur de protection de 0,75 à 1,20 mètre ;
- éléments personnalisés disponibles à la demande ;
- emprise au sol de 1,20 mètre (pour une hauteur de 1,20 mètre) ;
- réutilisable et réparable à 100 % .



Figure 6.49 Installation du système AquaFence
(source : USACE)

Avantages :	Inconvénients :
facile et rapide à construire et à démonter	nécessite l'installation préalable de lignes d'ancrage et de joints d'étanchéité.
peu de fuites	la hauteur ne peut pas être augmentée si le niveau d'eau continue à s'élever.
100 % réutilisable	nécessite une largeur de crête importante pour être installé sur une digue

Encadré 6.22
Barrage gonflable à l'eau

Détails

- barrage de protection gonflable à l'eau – utilise n'importe quelle source d'eau ;
- de qualité industrielle, membrane polyester enduite de vinyle ;
- système de cloison interne favorisant la stabilité de l'ensemble ;
- des barrages d'une hauteur de 0,30 à 2,50 mètres fournissent une hauteur de protection de 75 % soit 0,20 à 1,80 mètre ;
- rapide à mettre en place et à démonter ;
- emprise au sol de 3,80 mètres (pour une hauteur de 1,50 mètre) ;
- rangement compact.



Figure 6.50 **Installation d'un barrage gonflable à l'eau**
 (source : USACE)

Avantages :	Inconvénients :
utilise toute eau disponible pour le remplissage	la hauteur ne peut pas être augmentée si le niveau d'eau continue à s'élever.
peut être mis en place très rapidement	nécessite une largeur de crête importante pour être installé sur une digue.
très stable, y compris sur des sols meubles	en cas d'installation sur une digue, la surcharge induite peut provoquer des problèmes de stabilité.
100 % réutilisable	une fois le système installé sur une digue, l'accès à la crête est limité.
	peut être percé par les engins ou vandalisé.

Encadré 6.23
Tubes remplis d'eau

Détails

- utilise n'importe quelle source d'eau ;
- tubes flexibles et ajustables les uns aux autres ;
- diamètre d'un boudin individuel 0,50 mètre, longueur 15,25 mètres ;
- empilable en pyramide jusqu'à 6 mètres en les sanglant ;
- rapidement déployable : une minute et demie avec une borne incendie ou trois minutes avec une pompe ;
- ajout simple d'une hauteur en sanglant la rangée suivante à la structure en place ;
- facile à démonter, en utilisant l'eau pour nettoyer ;
- trois tubes de hauteur : emprise au sol de 1,50 mètre (hauteur de protection de 1,20 mètre) ;
- stockage compact, 15,25 mètres tenant dans un volume de 200 litres ;
- peut être rempli de béton.



Figure 6.51 **Mise en place du système « Tiger Dam »**
 (source : USACE)

Encadré 6.23 (suite)
Tubes remplis d'eau

- stockage compact, 15,25 m tenant dans un volume de 200 litres
- peut-être rempli de béton.

Avantages :	Inconvénients :
simple et rapide à monter et à démonter	peut être percé par les engins ou vandalisé
installation adaptable à diverses configurations	en cas d'installation sur une digue, nécessite une largeur de crête importante
100 % réutilisable	susceptible d'être abîmé par les débris flottants
la hauteur de protection peut être augmentée si le niveau d'eau continue à s'élever.	en cas d'installation sur une digue, l'accès à la crête est limité une fois le système installé
très stable y compris sur sols meubles	

Encadré 6.24
Caissons perméables remplis

Détails

- structure composée de compartiments en matériau perméable ;
- revêtus de géotextile (perméable par définition) ou d'un autre tissu géosynthétique (non perméable) ;
- remplis d'agrégats pour former un barrage ;
- compartiments renforcés et tenus en place par treillis métalliques, attaches et montants ;
- imperméabilité contrôlée par le matériau de remplissage (et éventuellement par le géosynthétique) ;
- empilables (pour certains systèmes), flexible et adaptable aux fondations.



Figure 6.52 Exemple de caissons perméables remplis
(source : USACE)

Avantages :	Inconvénients :
la hauteur de certains systèmes peut être augmentée par empilement	l'enrassement par les matériaux dans le tissu peut rendre le nettoyage difficile voire impossible
peut être installé avec un personnel peu qualifié	l'empilement nécessite une largeur significative qui n'est pas toujours disponible
peu d'espace de stockage requis	certaines supports métalliques et attaches peuvent céder ou se déformer lorsqu'ils sont réutilisés en conditions d'empilement ou sous charge
s'adapte aux irrégularités du terrain	après l'événement, nécessite de se débarrasser d'importants volumes de matériaux souvent contaminés
peut utiliser du matériau de remplissage déjà prêt	la percolation peut être problématique, mais ce point peut être minimisé en utilisant des géotextiles et un matériau de remplissage adapté
	fortes contraintes sur les surfaces de fondation en cas d'empilement
	certaines dispositifs peuvent être réutilisés, mais seulement un nombre limité de fois

Encadré 6.25

Les batardeaux démontables

Détails

- panneaux rigides disposés à l'horizontal entre des poteaux de soutènement ;
- fondations permanentes avec guides d'implantation des poteaux de soutènement ;
- bordés par des joints pour assurer la bonne étanchéité ;
- les poteaux peuvent être installés en permanence ou attachés à des connecteurs disposés à cet effet.

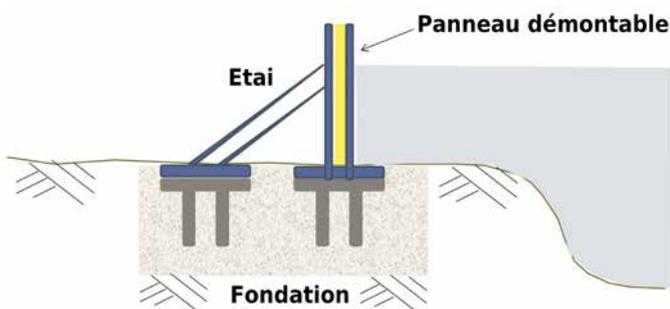


Figure 6.53 Schéma d'un batardeau démontable
(voir chapitre 4, tableau 4.3 pour l'application sur le terrain)

Avantages :	Inconvénients :
généralement robuste et bien conçu	grandes aires de stockage requises
bonne résistance à la charge et au choc	moyens lourds de transport et de manutention requis
très durable	longue période de mobilisation et d'installation
modulable en hauteur en ajoutant des panneaux jusqu'au sommet du cadre	les parties permanentes sont soumises aux dommages et au vandalisme
très peu de circulations d'eau au travers et sous la structure	

6.11 RÉFÉRENCES

ENVIRONMENT AGENCY (2009) *Emergency response for flood embankments, field team site guide* Reference Number 9T1324/R005/EM/PBor, Environment Agency, Bristol, UK

EXERCISE WATERMARK (2011) *Exercise watermark, final report*, Exercise Watermark Review Team, HMSO, UK.

<http://tinyurl.com/ogevo6d>

FEMA (2008) *FEMA's Risk Map Strategy – integrating mapping, assessment, and mitigation planning, draft strategy*, Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency, États-Unis. www.fema.gov/pdf/plan/risk_map_strategy_02202008.pdf

FEMA (2010) *Developing and maintaining emergency operations plans. Comprehensive preparedness guide, version 2.0*, Federal Emergency Management Agency, US Department of Homeland Security, Washington DC, États-Unis.

www.fema.gov/pdf/about/divisions/npd/CPG_101_V2.pdf

HAHN, W, HANSON, G J and COOK, K R (2000) "Breach morphology observations of embankment overtopping tests". In : *Proc of the 2000 Joint conference on water resources engineering and water resources planning and management*, ASCE, 30 July to 2 August 2000, Minneapolis, Minnesota, US, pp 1–10

PULLEN, T, ALLSOP, N W H, BRUCE, T, KORTENHAUS, A, SCHÜTTRUMPF, H and VAN DER MEER, J W (2007) *EurOtop, wave overtopping of sea defences and related structures : assessment manual*, DIE KUSTE, Archive for Research and Technology on the North Sea and Baltic Coast, Wallingford, UK (ISBN : 978-3-8042-1064-6).

www.overtopping-manual.com/eurotop.pdf

OGUNYOYE, F, STEVENS, R and UNDERWOOD, S (2011) *Temporary and demountable flood protection guide*, SC080019, Flood and Coastal Erosion Risk Management Research and Development Programme Environment Agency, Bristol, UK (ISBN : 978-1-84911-225-3)

STATE OF CALIFORNIA (2010) *Emergency flood fighting methods*, California Natural Resources Agency, Department of Water Resources, State of California, CA, États-Unis.
www.water.ca.gov/floodmgmt/docs/flood_fight_methods.pdf

US DEPARTMENT OF HOMELAND SECURITY (2012) *Emergency guidelines for levees : a guide for owners and operators*, US Department of Homeland Security, États-Unis.
<http://tinyurl.com/p247ubh>

1

2

3

4

5

6

7

8

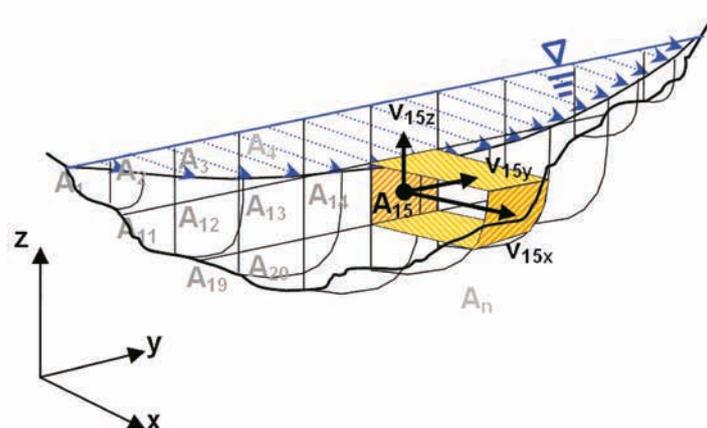
9

10

7 Caractérisation des sites et collecte de données



source : S N Wersching



source : R Pohl

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

7 Caractérisation des sites et collecte de données

7.1	Principes de la caractérisation de site	503
7.1.1	Processus de caractérisation des sites	505
7.1.1.1	Approche par niveaux de la caractérisation	505
7.1.1.2	Approche par phases de la caractérisation	506
7.1.1.3	Programmation du processus	508
7.1.2	Besoin de caractérisation des sites	509
7.1.3	Modèle conceptuel de site (MCS)	512
7.1.4	Étude documentaire	513
7.1.4.1	Entreprendre une étude documentaire	513
7.1.4.2	Types d'informations devant être pris en considération dans la préparation d'une étude documentaire	514
7.1.4.3	Étude réalisée en parcourant le site	518
7.1.5	Mise en œuvre des investigations	520
7.1.6	Comptes rendus	521
7.1.6.1	Données de l'étude documentaire	522
7.1.6.2	Hydraulique	522
7.1.6.3	Morphologie	523
7.1.6.4	Géotechnique	523
7.2	Effets liés à la morphologie, l'hydraulique et aux autres actions naturelles sur les digues	529
7.2.1	Interaction entre les digues et les processus environnementaux	531
7.2.2	Influence du changement saisonnier et des événements extrêmes	532
7.2.3	Influence des changements de long-terme	533
7.2.4	Actions d'autres processus naturels	534
7.3	Morphologie et paramètres hydrauliques concernant les digues fluviales	537
7.3.1	Morphologie des cours d'eau	538
7.3.1.1	Approche pour entreprendre l'étude morphologique d'un environnement fluvial	541
7.3.1.2	Importance des caractéristiques des cours d'eau	543
7.3.1.3	Condition de seuil au niveau de la morphologie d'un cours d'eau	546
7.3.2	Paramètres hydrauliques agissant sur les digues fluviales	547
7.3.2.1	Relations entre débit et niveau d'eau	548
7.3.2.2	Hydrologie des cours d'eau et débits de crue	551
7.3.3	Mesures des débits et des niveaux d'eau	553
7.3.3.1	Mesure et caractérisation des écoulements	555
7.3.3.2	Données de hauteurs d'eau	557
7.3.4	Débit de cours d'eau et analyse des hauteurs d'eau	558
7.3.4.1	Analyse hydrologique	558
7.3.4.2	Débit de plein bord	560
7.3.4.3	Propagation de l'onde de crue	560
7.3.4.4	Déversements ou pompages dans le cours d'eau à partir de sources proches (par exemple exutoires ou prélèvements)	561
7.3.5	Énergie de base d'un cours d'eau et états des écoulements	561
7.3.5.1	Nombre de Froude et évaluation des régimes d'écoulement	562
7.3.6	Influence de la rugosité du lit et de la géométrie du cours d'eau sur les écoulements	565
7.3.6.1	Effet de la rugosité du lit sur l'écoulement	566
7.3.6.2	Effet des obstacles sur l'écoulement	569

7.3.7	Répartition des vitesses d'écoulement	571
7.3.7.1	Répartition des vitesses de base	572
7.3.7.2	Répartition des vitesses dans le plan horizontal	574
7.3.7.3	Répartition dans la section transversale	574
7.3.7.4	Courants locaux et secondaires	574
7.3.7.5	Turbulence	575
7.3.8	Modélisation des processus hydrauliques	576
7.3.8.1	Méthodes analytiques	577
7.3.8.2	Méthodes manuelles simplifiées	578
7.3.8.3	Méthodes numériques	584
7.3.9	Caractérisation du mouvement des sédiments	586
7.3.9.1	Contrainte de cisaillement du lit	586
7.3.9.2	Mouvement des sédiments	588
7.3.10	Effets du vent sur les niveaux d'eau et la production des vagues	589
7.3.11	Courants provoqués par les bateaux	589
7.3.12	Effets de la glace	590
7.3.13	Incertitude en matière de données et d'étude	591
7.3.13.1	Incertitude hydrologique	591
7.3.13.2	Incertitude concernant les données hydrauliques	591
7.3.13.3	Fonctions hauteur-débit dérivées des modèles	592
7.3.13.4	Quantification de l'incertitude au niveau des relations observées de hauteur-débit	592
7.3.13.5	Quantification de l'incertitude au niveau des relations hauteur-débit déduites des modèles hydrauliques	593
7.4	Morphologie et actions hydrauliques pour les digues côtières ou littorales	594
7.4.1	Morphologie côtière	595
7.4.1.1	Approche pour entreprendre une étude morphologique dans un contexte côtier	596
7.4.2	Hauteurs d'eau	597
7.4.2.1	Niveaux de référence des marées et terrestre	598
7.4.2.2	Niveau d'eau au repos	598
7.4.2.3	Surélévation du niveau de la mer sous l'effet des vagues	600
7.4.2.4	Variations locales de hauteur d'eau (y compris des ondes de période longue ou de seiches)	601
7.4.2.5	Modélisation numérique des niveaux d'eau	601
7.4.2.6	Changements à long terme du niveau moyen des eaux	602
7.4.3	Les vagues	602
7.4.3.1	Génération des vagues	604
7.4.3.2	Transformation des vagues	606
7.4.3.3	Modèles numériques de transformation des vagues	608
7.4.3.4	Modélisation du déferlement des vagues et de ses effets	609
7.4.4	Tsunamis	609
7.4.5	Courants marins	609
7.4.5.1	Courants induits par les vagues	610
7.4.6	Sources de données mondiales et locales	611
7.4.7	Analyse des niveaux extrêmes de hauteurs d'eau et de vagues	614
7.4.7.1	Analyse des niveaux d'eau au repos côtiers et processus de prévision	614
7.4.7.2	Analyse du climat de houles côtières/processus de prévision	616
7.4.8	Probabilité combinée des vagues et des hauteurs d'eau	617
7.4.8.1	Caractérisation de l'occurrence de hauteurs d'eau et de vagues	617
7.4.8.2	Approche de densité de probabilité conjointe par extrapolation (modèle à deux variables)	618
7.4.9	Incertitudes	620

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

7.5	Morphologie et actions hydrauliques concernant les digues d'estuaire	621
7.5.1	Morphologie des estuaires	621
7.5.1.1	Approche pour entreprendre une étude morphologique des environnements d'estuaire	622
7.5.2	Actions hydrauliques sur les digues d'estuaire	624
7.6	Actions humaines sur les digues	625
7.6.1	Actions de construction, de maintenance et d'exploitation sur les digues	626
7.7	Études de sol destinées aux digues	628
7.7.1	Programmation et conduite d'études du terrain	630
7.7.2	Études de terrain relatives à des modes de défaillance ou de détérioration	632
7.7.3	Études de terrain correspondant à différentes configurations de digue	635
7.7.3.1	Études de terrain concernant l'évaluation de l'état des digues existantes	637
7.7.3.2	Études de terrain en vue de travaux d'amélioration des digues existantes	638
7.7.3.3	Études de terrain pour de nouvelles digues	639
7.7.3.4	Études de terrain pour l'évaluation des ouvrages associés aux digues	640
7.7.3.5	Études de terrain concernant l'évaluation des matériaux de construction (matériaux d'apport)	642
7.7.4	Validation des investigations à travers des planches d'essais	643
7.7.4.1	Évaluation de la résistance au cisaillement non drainée	644
7.7.4.2	Évaluation d'un début d'instabilité	645
7.7.4.3	Détermination du tassement et du coefficient de consolidation	647
7.7.4.4	Vitesse de construction	649
7.7.5	Validation de l'étude de terrain à travers une observation visuelle au cours des travaux	649
7.8	Paramètres géotechniques	650
7.8.1	Approches pour l'évaluation des paramètres géotechniques	652
7.8.1.1	Valeurs types	652
7.8.1.2	Corrélations empiriques	653
7.8.1.3	Mesures en laboratoire	653
7.8.1.4	Mesures in situ	654
7.8.1.5	Mesures géophysiques	655
7.8.2	Classification du sol	656
7.8.3	Détermination des paramètres et méthodes géotechniques	662
7.8.3.1	Propriétés physiques de base	663
7.8.3.2	Paramètres de compactage	673
7.8.3.3	Résistance au cisaillement	676
7.8.3.4	Compressibilité	690
7.8.3.5	Perméabilité	700
7.8.3.6	Érodabilité	705
7.8.4	Détermination de valeurs caractéristiques	707
7.9	Méthodes d'analyse de site	712
7.9.1	Méthodes de levés de terrain	712
7.9.1.1	Définir l'étendue des travaux	713
7.9.1.2	Contrôle des levés et système géodésique	713
7.9.1.3	Produits livrables du levé	714
7.9.1.4	Méthodes de levé de terrain	714
7.9.2	Méthodes d'analyse de la couverture de surface	717
7.9.3	Techniques de levé bathymétrique	718
7.9.3.1	Méthodes de levé bathymétrique	720
7.9.4	Méthodes d'analyse des sédiments	722
7.9.4.1	Méthodes d'échantillonnage des sédiments transportés en suspension	724

7.9.4.2	Méthodes d'échantillonnage des sédiments transportés le long du lit	725
7.9.4.3	Méthodes d'échantillonnage des dépôts de matériau du lit	727
7.9.5	Méthodes de jaugeage en milieux fluvial et côtier	728
7.9.6	Méthodes de reconnaissances géophysiques et non-intrusives	730
7.9.6.1	Méthodes géophysiques	734
7.9.6.2	Principales méthodes géophysiques : surface	735
7.9.6.3	Méthodes géophysiques secondaires : aquatiques	740
7.9.6.4	Méthodes géophysiques secondaires : aéroportées	743
7.9.6.5	Méthodes géophysiques secondaires : diagrapie (par câble), sismique de forage et CPT	745
7.9.7	Méthodes d'étude intrusive sur site	752
7.9.7.1	Choix de techniques intrusives	753
7.9.7.2	Répartition spatiale des reconnaissances intrusives	754
7.9.7.3	Profondeur des sondages	756
7.9.7.4	Développement de corrélations propres au site	757
7.9.7.5	Méthodes d'étude intrusive	757
7.9.7.6	Reconnaissances intrusives dans des emplacements d'accès difficile	763
7.9.7.7	Remblayage et remise en état	767
7.9.7.8	Exigences et considérations spéciales	767
7.9.8	Méthodes d'échantillonnage	769
7.9.8.1	Choix des techniques d'échantillonnage	769
7.9.8.2	Taille d'échantillon	771
7.9.8.3	Fréquence d'échantillonnage	772
7.9.8.4	Étiquetage, manipulation, transport et stockage d'échantillon	773
7.9.8.5	Méthodes d'échantillonnage	774
7.9.9	Instrumentation et contrôle sur le terrain	782
7.9.9.1	Considérations à prendre en compte lors du choix de l'instrumentation	782
7.9.9.2	Registres d'installation	787
7.9.9.3	Relevés de base et de contrôle	788
7.9.9.4	Relevés et registres d'instrumentation	789
7.9.9.5	Présentation visuelle des données d'instrumentation	790
7.9.9.6	Types d'instrumentation	791
7.9.9.7	Instrumentation et technologies de contrôle nouvelles et en devenir	802
7.9.9.8	Progrès en matière de collecte, de transmission et de gestion des données	802
7.9.9.9	Réseau de contrôle « discret » – instrumentation MEMS (systèmes micro-électromécaniques)	803
7.9.9.10	Contrôle « distribué » – instrumentation à fibre optique	804
7.9.9.11	Remblayage des emplacements d'instrumentation	806
7.10	Références	810

7 Caractérisation des sites et collecte de données

Le chapitre 7 détaille la caractérisation hydraulique, morphologique et géotechnique des sites et la collecte des données.

Principaux apports d'autres chapitres :

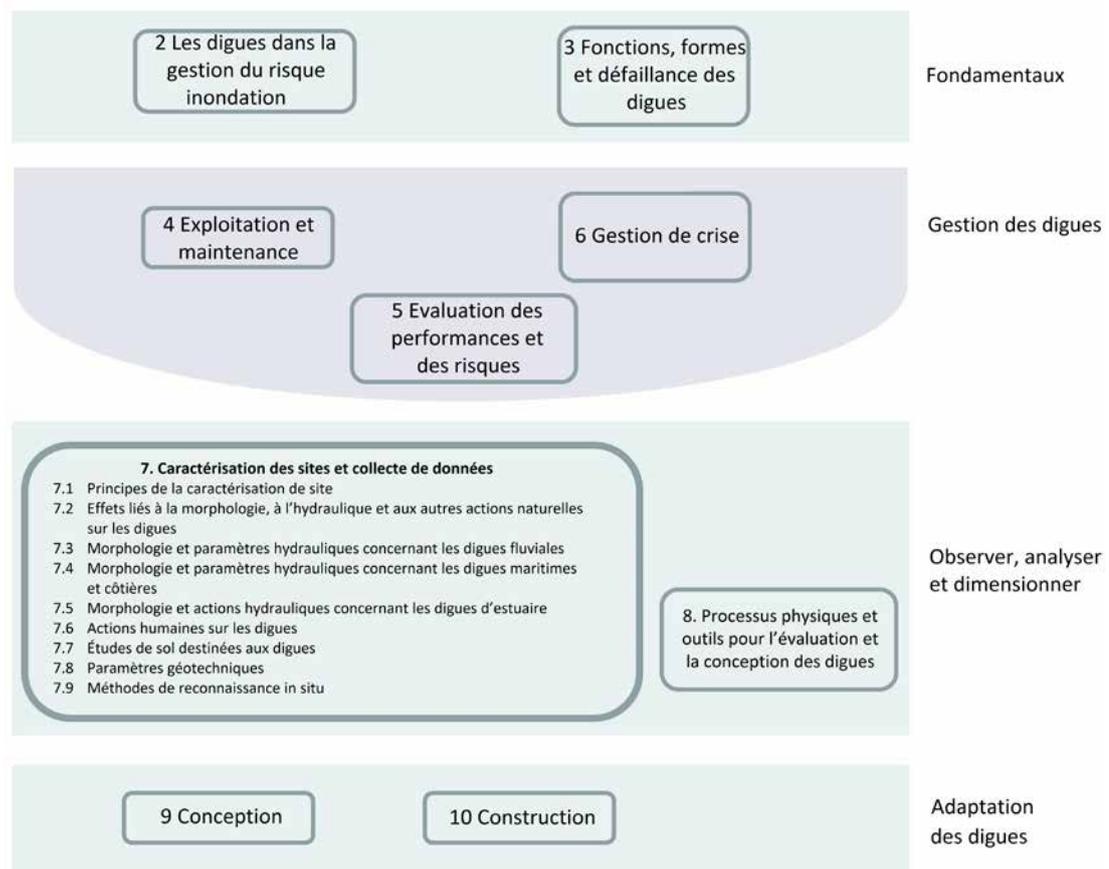
- **Chapitre 5** ⇒ données requises pour une évaluation analytique
- **Chapitre 9** ⇒ évaluation des données requises
- **Chapitre 10** ⇒ données de terrain pour une évaluation analytique.

Principaux apports à d'autres chapitres

- Données définissant les caractéristiques d'un site ⇒ **chapitres 4, 5, 8, 9 et 10**

Note : le lecteur devrait, tout au long du cycle de vie de la digue, relire les **chapitres 2 et 3** afin de se souvenir des problèmes importants

Le logigramme ci-dessous montre où trouver une information dans le chapitre et comment elle est liée à d'autres chapitres. Utilisez le en combinaison avec le sommaire pour naviguer dans le guide.



CONTENU DU CHAPITRE ET UTILISATEURS CIBLES

Ce chapitre est divisé en neuf sections, qui fournissent des informations sur d'une part les charges et actions appliquées aux digues, et d'autre part sur la caractérisation des sols dont la digue est constituée et sur lesquels elle est fondée.

Principes de caractérisation du site

La section 7.1 examine la nécessité de la caractérisation du site. Elle cartographie à un niveau élevé le processus par lequel celle-ci est faite, par une approche progressive pour répondre aux exigences du projet, à un niveau donné d'avancement des études. L'approche consiste à s'assurer que le processus est conduit efficacement et avec économie, tout en minimisant les dépenses et les pertes de temps et en maximisant l'acquisition des données. Dans le cadre de ce processus, la mise au point d'un modèle conceptuel de site (MCS) est envisagée. La section décrit les différentes étapes du MCS, depuis les analyses au bureau jusqu'au développement d'un modèle plus détaillé, obtenu à partir d'investigations sur le terrain. Elle renforce l'idée que le MCS est un document de travail qui doit être revu et corrigé au fur et à mesure que de nouvelles données sont acquises au cours du projet.

Actions morphologiques, hydrauliques et autres sur les digues

La section 7.2 fournit des informations sur les interactions entre les digues et les processus environnementaux, l'influence du changement des saisons et des événements extrêmes, l'influence des changements à long-terme, et les actions d'autres processus naturels.

Actions morphologiques et hydrauliques sur les digues fluviales

La section 7.3 prend en compte toutes les actions et les contraintes nécessaires à l'évaluation ou au dimensionnement des digues fluviales. Cela comprend la morphologie fluviale, les actions hydrauliques, les données de courant, la géométrie de la rivière, les données de débits, les états d'énergie et d'écoulement de base, les vitesses d'écoulement, les niveaux et hauteurs d'eau, le transport de sédiments, l'effet du vent et des vagues, les courants induits par les bateaux, l'effet de la glace. Des informations complémentaires sont données pour aborder le problème de la modélisation des charges et actions fluviales, ainsi que l'analyse de l'incertitude des données.

Actions morphologiques et hydrauliques sur les digues maritimes et côtières

La section 7.4 prend en compte toutes les actions et les contraintes nécessaires à l'évaluation ou au dimensionnement des digues maritimes et côtières. Cela comprend la morphologie côtière, les niveaux d'eau, la houle, les tsunamis, les courants marins, les valeurs extrêmes de niveaux d'eau et de houle, et les probabilités conjointes de houle et de niveaux d'eau. Des informations complémentaires sont aussi données pour traiter les sources de données globales et locales, ainsi que l'analyse de l'incertitude des données.

Actions morphologiques et hydrauliques sur les digues d'estuaires

La section 7.5 prend en compte toutes les actions et les contraintes nécessaires à l'évaluation ou au dimensionnement des digues d'estuaires. Cela comprend la morphologie des estuaires et les actions hydrauliques.

Actions anthropiques, des véhicules et des constructions sur les digues

La section 7.6 prend en compte toutes les actions supplémentaires dues aux activités humaines, des véhicules et des constructions sur les digues.

Enquête de terrain pour les digues

La section 7.7 traite des processus par lesquels les techniques d'investigation géotechnique et d'instrumentation peuvent être combinées efficacement pour comprendre la nature, les propriétés et les performances de l'environnement géo-environnemental dans lequel la digue doit fonctionner. Cela comprend le sol sur lequel la digue est fondée et le matériau la constituant.

Paramètres géotechniques

La section 7.8 procure un résumé des techniques disponibles pour évaluer les paramètres géotechniques nécessaires pour l'analyse des digues. Cela comprend les valeurs indicatives, les corrélations avec les indices de propriétés, et les tests in situ et en laboratoire. L'évaluation d'une valeur caractéristique à partir des données est examinée.

Les méthodes d'investigation sur le terrain

La section 7.9 procure un résumé des techniques disponibles pour obtenir les données qui caractérisent le mieux l'environnement dans lequel la digue fonctionne.

7.1 PRINCIPES DE LA CARACTÉRISATION DE SITE

Les digues sont des structures constituées à partir de matériaux naturels, généralement d'origine locale, et qui interagissent avec l'environnement dans lequel ils sont placés. Elles ne sont habituellement soumises que périodiquement aux charges hydrauliques extrêmes pour lesquelles elles sont conçues, bien que certaines puissent jouer le rôle de retenue permanente. De façon à comprendre ces interactions et à mettre en place une solution efficace en termes de coûts avec un niveau approprié de résistance, il est nécessaire de définir les caractéristiques de l'environnement où se situe la digue. Le présent chapitre liste les facteurs à prendre en considération pour caractériser un site et ses abords, évaluer les conditions de réalisation et d'amélioration des digues existantes ou pour faciliter la conception de nouvelles digues.

De façon plus détaillée, le présent chapitre s'intéresse à deux sujets en particulier :

1. les sollicitations qui agissent sur les digues, qu'elles soient de nature hydraulique ou d'une autre origine ;
2. la nature des matériaux constituant la digue et sur lesquels elle est implantée.

Cette information est utilisée pour mettre en place un modèle conceptuel de site (MCS), qui peut être utilisé comme base à partir de laquelle évaluer les performances d'une digue, qu'elle soit existante, à améliorer ou à créer.

Le présent chapitre est conçu pour être une sorte de « boîte à outils » au sein du guide. Son but est de donner au concepteur les moyens d'obtenir l'information destinée à caractériser le site. Son but est aussi de permettre de développer un MCS fiable, renfermant un niveau approprié de détails, suffisants pour entreprendre une évaluation des performances ou la conception d'une digue. Ainsi, ce chapitre s'adresse aux personnes concernées par l'évaluation de l'état et la conception des digues. Il fournit également au gestionnaire de digue la possibilité de comprendre le processus qu'un concepteur met en œuvre pour recueillir suffisamment d'informations sur le site et pour comprendre ses caractéristiques à la fois hydrauliques et géotechniques.

Le présent chapitre est divisé en neuf sous-sections, chacune traitant d'un élément distinct du processus de caractérisation du site. Un organigramme décrivant la structure ainsi que le contenu du chapitre est présenté à la figure 7.1.

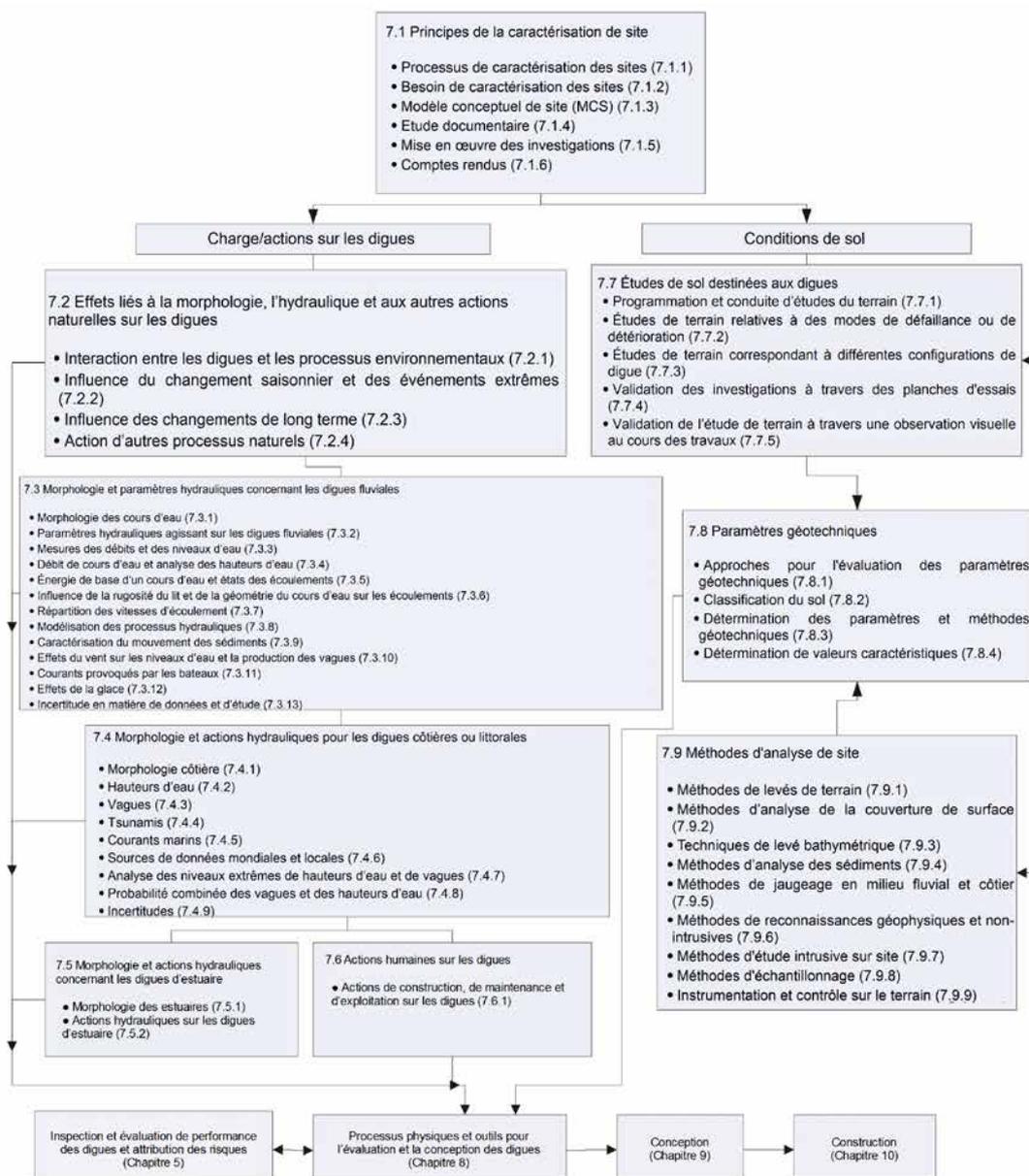


Figure 7.1 Structure et contenu du chapitre

La caractérisation d'un site est la démarche par laquelle l'information sur les aspects physiques, ainsi que sur les processus dépendant du temps, est recueillie et interprétée. L'information est regroupée dans un document de travail appelé MCS (*cf.* section 7.1.3), qui contient la description la plus complète possible de la situation du site à un moment donné. Cette information peut inclure des données de bathymétrie, de morphologie, d'hydraulique ou d'autres formes de paramètres interagissant avec la digue, y compris sa composition interne et les ouvrages associés, les conditions de sol et la topographie. Une compréhension de ces éléments, ainsi que de la façon dont ils interagissent et comment ils peuvent être affectés par un changement climatique est critique pour une bonne appréhension des performances et de la conception des digues. C'est essentiel pour s'assurer qu'elles résisteront bien aux événements pour lesquels elles ont été conçues. Un organigramme présente la structure et le contenu du reste de la section 7.1. Il est présenté à la figure 7.2.

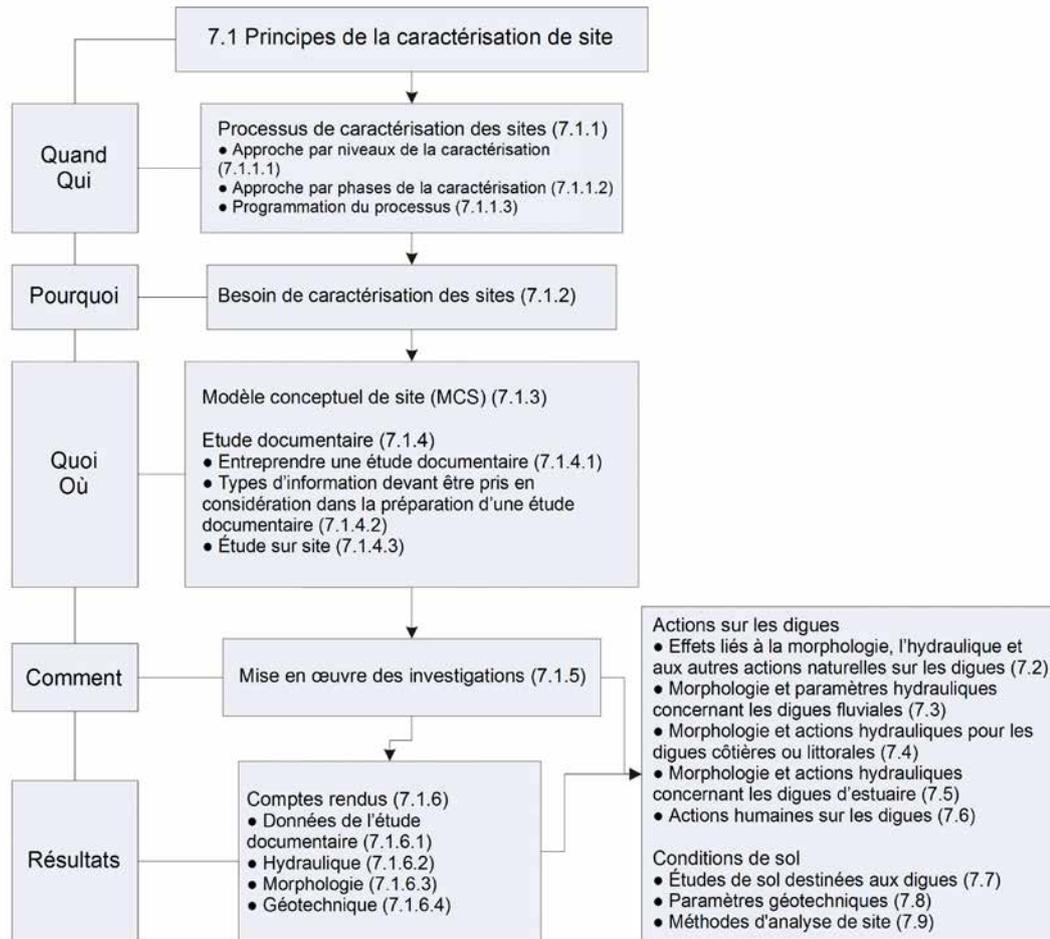


Figure 7.2 Structure et contenu de la section 7.1 ainsi qu'interaction avec les autres sous-sections

7.1.1 Processus de caractérisation des sites

Lorsque qu'on s'engage dans un programme de caractérisation de site, il convient de s'intéresser aux processus grâce auxquels il sera mené, au planning de réalisation des tâches, aux ressources nécessaires ainsi qu'aux liens avec les disciplines techniques intervenant tout au long de la démarche de caractérisation. Le point de départ du processus est l'hypothèse selon laquelle un besoin d'agir a été identifié.

7.1.1.1 Approche par niveaux de la caractérisation

Certains pays permettent d'adopter une approche par niveaux pour la caractérisation, de manière à ce que l'effort de caractérisation soit proportionné à des facteurs de risque tels que la hauteur de la digue ou le dommage potentiel en cas de défaillance. Un examen complémentaire de la classification géotechnique des digues est apporté à la section 9.2.4.

Un exemple de l'application d'une approche par étapes de l'investigation d'un site géotechnique est présenté au niveau de l'encadré 7.1.

Encadré 7.1

Application d'une approche par niveaux de l'étude géotechnique d'un site

(d'après DWA, 2013)

Pour les digues basses, pouvant comprendre des digues de moins de 1,5 mètre de haut avec un faible potentiel de dommages, sur un emplacement ne présentant pas de caractéristiques géotechniques défavorables, il peut être suffisant d'évaluer les conditions du terrain à partir :

- d'une connaissance locale fondée sur l'expérience de la construction dans l'environnement immédiat ;
- de la conduite de formes simples d'investigations destructives (excavations, échantillonnages et essais) ;
- d'une inspection des matériaux visibles au niveau de la berge du chenal d'écoulement.

Pour les digues plus hautes, avec un potentiel de dommages plus élevé, une approche plus rigoureuse de l'investigation géotechnique du site est nécessaire pour évaluer le profil du terrain, la structure interne de la digue ainsi que pour évaluer les paramètres géotechniques requérant la réalisation d'analyses.

7.1.1.2 Approche par phases de la caractérisation

Le processus de caractérisation comprend généralement plusieurs phases. Chaque phase conduit à un recueil de données améliorant la compréhension des caractéristiques du site, rendant plus fiables la conception et les questions d'entretien et de fonctionnement, apportant davantage de précision dans l'évaluation et/ou l'analyse de la situation. La présente section examine l'approche la plus large de la caractérisation, comme ce peut être le cas pour concevoir une nouvelle digue. Certains aspects sont également applicables à l'évaluation de l'état d'une digue existante et à la caractérisation du besoin et de la nature des travaux d'amélioration d'une digue existante. L'approche de caractérisation de site pour procéder à une évaluation de l'état d'une digue existante est présentée en détail aux sections 5.5 et 7.7.3.

Chaque phase de travail doit être menée selon des objectifs spécifiques destinés à fournir de l'information concernant le site à un niveau de détail adapté aux besoins du projet au moment considéré. Cela permet de pouvoir définir le périmètre des phases de travail ultérieures pour cibler les problèmes identifiés. L'incapacité à adopter une approche par phases peut conduire à une mauvaise caractérisation, n'apportant pas le niveau d'information nécessaire au projet. Cela peut provoquer des retards en raison des études supplémentaires qui seront nécessaires au cours du processus et des coûts qui peuvent être induits, liés à des travaux interrompus trop tôt ou jugés plus tard superflus. Typiquement, le processus de caractérisation inclut trois phases séquentielles ou trois stades (cf. tableau 7.1).

Tableau 7.1 Phases classiques d'un processus de caractérisation

Phase	Tâche
Reconnaissance	Évaluation initiale basée sur l'information disponible recueillie par un bureau d'études. Certaines investigations peuvent être nécessaires pour venir en appui de la caractérisation hydraulique du site. L'information est suffisante pour mettre en œuvre des modèles ou des calculs rudimentaires, pour un nombre d'options limité, pouvant être utilisés pour évaluer la viabilité de la procédure dans le cadre d'un projet de protection contre le risque d'inondation.
Faisabilité	<p>Une information plus détaillée, ainsi qu'une modélisation plus poussée et davantage de calculs destinés à disposer d'un éventail d'options plus important. L'information est suffisante pour permettre que les options soient définies jusqu'à un niveau de détail qui autorise un chiffrage, pouvant ensuite être utilisé pour une prise de décision concernant l'option devant être retenue pour la construction. Cela peut comprendre le développement d'une meilleure compréhension de l'interaction entre la digue, le sol, l'hydraulique et les problèmes affectant les performances de la digue. Les conclusions permettent de définir le périmètre d'un recueil de données supplémentaires (quantité et nature), nécessaires pour une évaluation détaillée.</p> <p>À ce stade, l'hydraulique est généralement bien définie, mais des données supplémentaires peuvent être nécessaires en appui de modélisations analytiques ou numériques plus sophistiquées.</p> <p>Lorsqu'il n'existe pas ou très peu de données quantitatives sur les conditions de sol, des investigations limitées peuvent être nécessaires en appui des études géotechniques.</p>

Phase	Tâche
Étude détaillée	<p>L'objectif premier de cette phase est généralement la caractérisation du sol à travers un programme rigoureux d'investigation.</p> <p>Certaines données hydrauliques supplémentaires peuvent être nécessaires, mais cet aspect est déjà généralement bien défini au moment où intervient cette phase. Il peut exister un besoin de mettre à jour ou de préciser des données, particulièrement s'il est nécessaire d'effectuer une modélisation hydraulique avancée.</p> <p>Le développement du schéma final du projet ainsi que la préparation de l'information destinée à la construction (plans et spécifications) sont préparés. Cela peut être destiné à la conception d'une nouvelle digue ou à des travaux d'amélioration d'une digue existante.</p>

Une synthèse des trois phases potentielles de caractérisation de site concernant l'hydraulique, la morphologie et la géotechnique, ainsi qu'une indication de l'information nécessaire et de l'usage pouvant en être fait, sont regroupées dans les tableaux 7.2 et 7.3. Un examen plus détaillé de ces processus est examiné au niveau des sections 7.3 à 7.7.

Tableau 7.2 Phases d'investigations hydrauliques et morphologiques

Phase d'investigation	Information classique	Utilisation de l'information
Reconnaissance	<ul style="list-style-type: none"> ● bathymétrie ; ● topographie, LiDAR ; ● photographies aériennes ; ● modèles rudimentaires ; ● estimation grossière des relations entre niveau et débit ; ● statistiques concernant les données de débit disponibles (débit, niveau de l'eau, vagues, vents et courants) ; ● information à partir des schémas existants. 	<ul style="list-style-type: none"> ● compréhension générale du système fluvial, côtier ou estuarien. Le niveau de compréhension varie en fonction de l'information disponible ; ● information permettant de définir le périmètre des phases d'investigation ultérieures ; ● information venant en appui des décisions préliminaires concernant le projet ou la conception.
	<ul style="list-style-type: none"> ● observation du chenal des cours d'eau : sédiments, végétation, plaine inondable, infrastructures existantes ainsi que dispositifs existants de protection contre les inondations ; ● identification des zones potentiellement impactées ; ● étude morphologique d'un système de cours d'eau ou d'un système côtier ; ● hauteurs d'eau ; ● système de vagues et de courants ; ● topographie et élévations. 	
Faisabilité	<ul style="list-style-type: none"> ● études bathymétriques et topographiques supplémentaires ; ● développement de modèles hydrologiques et hydrauliques détaillés pour le système fluvial, côtier ou estuarien ; ● études morphologiques ; ● conduite d'une analyse basée sur le risque. 	<ul style="list-style-type: none"> ● appui au développement de modèles de plus grande précision ; ● évaluation des performances du système ; ● évaluation des solutions alternatives ; ● établissement de la hauteur du sommet de la digue ; ● détermination des besoins en matière de déversoirs.
Études détaillées	<ul style="list-style-type: none"> ● rédaction d'un guide du fonctionnement et de la maintenance ; ● conception des sections correspondant à des déversoirs ou à des débordements possibles ; ● calculs et modèles détaillés pour la protection contre l'érosion. 	<ul style="list-style-type: none"> ● fourniture au responsable d'une information et d'instructions en appui de la conduite et du suivi du projet ; ● fourniture d'une information suffisante pour permettre d'effectuer une conception détaillée.

Lorsque les investigations comprennent d'autres questions liées aux terrains, telles que l'archéologie, la contamination ou la présence de munitions non explosées, une évaluation de ces facteurs doit être entreprise par des spécialistes qualifiés. Les conclusions doivent être incluses dans le MCS - puisqu'elles peuvent présenter des risques pour le projet (sécurité, coût, programme) -, et être prises en compte lors des phases ultérieures du travail.

Tableau 7.3 Phases d'investigations géotechniques

Phase d'investigation		Information classique	Utilisation de l'information
Reconnaissance	Recueil des informations au bureau	<ul style="list-style-type: none"> topographie, LiDAR, cartes géologiques ; photographies aériennes ; données de sondages exploratoires existant ; information à partir des opérations existantes. 	<ul style="list-style-type: none"> apporte une compréhension générale des conditions de sol. Le niveau de compréhension varie selon l'importance des informations disponibles ; identification préliminaire des modes de défaillance et de détérioration ; apporte de l'information en appui de la définition des phases ultérieures d'investigation ; apporte de l'information en appui des décisions préliminaires concernant le projet ou la conception, et, si cela est nécessaire, pour identifier les sources probables et la disponibilité de matériaux locaux destinés aux remblais.
	Recueil des informations sur le terrain	<ul style="list-style-type: none"> observation des sols de surface, des roches (lorsqu'elles affleurent), des formes du terrain, ainsi que d'autres caractéristiques du site ; changements au niveau de la végétation ; zones mal drainées ; indices d'instabilité ; écoulements. 	
Faisabilité		<ul style="list-style-type: none"> études géophysiques ; sondages exploratoires largement espacés avec des essais de laboratoire et <i>in situ</i> ; essais au pénétromètre statique (CPT) au niveau et entre les sondages exploratoires ; sondages de reconnaissance combinés à des essais <i>in situ</i> et en laboratoire. 	<ul style="list-style-type: none"> données de confirmation en appui des études au bureau et destinées à améliorer l'interprétation des investigations non destructives ; évaluation des quantités nécessaires et probables concernant l'utilisation de matériaux de remblais locaux ; données quantitatives spécifiques au site en appui de la conception, de l'évaluation des risques, ainsi que pour éclairer les décisions intervenant tôt au cours du projet.
Études détaillées		<ul style="list-style-type: none"> sondages exploratoires supplémentaires plus rapprochés avec des essais <i>in situ</i> et en laboratoire ; observations de l'eau souterraine, essais <i>in situ</i> (essais de puits ou essais de pompage), ainsi que modèles s'ils sont justifiés. 	<ul style="list-style-type: none"> information suffisante pour permettre de conduire entièrement la conception, y compris l'évaluation détaillée des matériaux de remblai, quand une zone d'emprunt a été identifiée.

7.1.1.3 Programmation du processus

Le processus de caractérisation de site doit suivre un calendrier raisonnable, définissant les tâches du projet, les étapes importantes, les ressources (personnel, équipement, financement), ainsi que les livrables. Le calendrier doit être suffisamment étendu pour mener les tâches interdépendantes dans une séquence logique en y affectant les ressources nécessaires. Il doit être adapté à l'échelle du projet, avec le temps nécessaire pour effectuer le recueil des données et l'évaluation technique du site avec la précision voulue.

Parmi les autres facteurs à prendre en compte dans le calendrier, on peut citer :

- les aspects environnementaux, dont la flore, la faune et les zones socialement sensibles imposant des contraintes en termes d'horaires de travail dans la journée, de limitation du travail sur le site à certaines périodes de l'année, ou pouvant nécessiter un allongement du projet, créer des restrictions aux méthodes de travail mises en œuvre ;
- une consultation peut être nécessaire avec les parties prenantes, les tierces parties ou le public ;
- une action juridique peut s'avérer nécessaire pour obtenir un accès ou défendre certains aspects de droit en vue de mener les travaux.

Les ressources en personnel doivent être identifiées dès le départ pour correspondre à l'échelle du projet et du programme. Une équipe complète rassemble un ingénieur géotechnicien, un ingénieur hydraulicien, un géologue, un géomorphologue, un hydrogéologue, un biologiste, un spécialiste en environnement et en réglementation, un archéologue, un historien, aussi bien que les parties prenantes bénéficiaires de la digue (municipalités, responsables et gestionnaires de digues, propriétaires riverains et représentants de la population).

Il est intéressant de sensibiliser plus largement les membres de l'équipe aux questions touchant au projet, en dehors de leurs disciplines techniques au sens strict ; ils seront ainsi en mesure d'identifier toute information rencontrée ayant une influence sur ces questions et de la transmettre au responsable de l'équipe pour qu'elle soit diffusée.

Comme exemple de questions de cette nature, on peut citer :

- les zones d'origine des matériaux de remblais ;
- les questions d'accès ;
- la logistique de construction ;
- les projets adjacents de protection contre les inondations ;
- le drainage intérieur.

La gestion et la conservation des données issues des tâches de caractérisation de site sont essentielles puisqu'elles documentent les données relatives aux valeurs de référence, aux processus, à l'analyse et aux hypothèses formulées lors de la caractérisation du site et, en tant que telles, forment une partie du MCS. Avec l'ajout successif de données produites par d'autres phases - phases d'investigation ultérieures ou encore issues du suivi et de l'observation des performances - les interprétations contenues dans le MCS devront être réévaluées, mises à jour ou développées, en cohérence avec son rôle de document de travail. Les données stockées apportent une première source d'information lors de la recherche de clés pour expliquer telles ou telles questions identifiées au cours des inspections ultérieures et de l'évaluation de l'état de la digue. Elles apportent également une source d'information concernant des travaux à venir d'entretien et d'amélioration.

Il est de bonne pratique de recueillir et de regrouper les données pertinentes et utiles, et de les rendre disponibles pour le responsable ou le gestionnaire de digue : ce qui inclut à la fois les exemplaires papiers et les fichiers électroniques. Lorsque les données sont stockées numériquement, support de stockage et format des données doivent être maintenus à jour. Les méthodologies étant susceptibles d'évoluer au fil du temps et par là d'affecter la manière dont sont utilisées les données, il est important de sauvegarder les métadonnées, soit les « données sur les données ».

Le tableau 7.4 synthétise les emplacements dans le présent guide où les différentes données recueillies au cours des caractérisations de site sont examinées et présentées au niveau du texte et des tableaux. La section 5.6 et le tableau 4.1 contiennent une information supplémentaire quant à la gestion des données.

Tableau 7.4 **Données recueillies lors de la caractérisation de site**

Types de données	Sections	Tableaux
Information des études de bureau	7.1.4.1 et 7.1.4.2	7.7
Étude de parcours du site	7.1.4.3	7.8
Hydraulique	7.1.6.2	7.9
Morphologie	7.1.6.3	–
Géotechnique	7.1.6.4	7.10

7.1.2 Besoin de caractérisation des sites

Pour le dire simplement, si un site n'est pas caractérisé, il n'existera pas de critères par rapport auxquels les performances de la digue pourront être évaluées ou une conception entreprise. D'un point de vue hydraulique, hydrologique et morphologique, le but principal d'une caractérisation de site est de recueillir de l'information sur le mouvement de l'eau de surface, du bassin ou de la zone côtière, avec pour objectif de développer des modèles représentant les processus physiques impliqués. Géotechniquement, le processus de caractérisation vise à établir la répartition spatiale et les propriétés géotechniques des sols formant les fondations et la digue, à évaluer le régime d'eau souterraine existant, ainsi qu'à identifier et évaluer les sources potentielles de matériaux de remblai, si cela est nécessaire.

Le processus de caractérisation peut également nécessiter de traiter d'autres questions liées au sol, telles que l'archéologie, la contamination ou la présence de munitions non explosées. L'avis d'un spécialiste doit être recherché lorsque ces aspects doivent être étudiés, puisqu'ils sont en dehors du périmètre du guide, et que les exigences associées peuvent varier selon les normes, réglementations et codes locaux.

Dans le même temps, il convient de prendre en compte les aspects environnementaux ne relevant pas de l'ingénierie, ainsi que les aspects écologiques du site, de même que les conséquences d'interactions éventuelles avec d'autres travaux (cf. chapitre 2, section 3.1.2 et chapitre 10).

Certains facteurs d'influence, ainsi que leurs effets sur une digue et son environnement, habituellement examinés lors du processus de caractérisation de site, sont synthétisés au niveau du tableau 7.5.

Tableau 7.5 Facteurs influant sur la caractérisation du site de la digue et de son environnement

Facteurs	Effets sur les caractéristiques du site
Hydraulique des cours d'eau, des côtes et des environnements estuariens	<ul style="list-style-type: none"> • L'interaction entre la digue et les paramètres hydrauliques constitue un système dynamique, dont le comportement est complexe ; • la construction de la digue modifie les relations de probabilité en matière de hauteur d'eau et de débit ; • la construction de la digue ou sa modification peuvent modifier le régime de transport des sédiments, provoquant au fil du temps des changements supplémentaires de hauteur d'eau ; • l'action des vagues influence la hauteur de la digue ainsi que les besoins de lutte contre l'érosion ; • les projets existants de gestion des crues modifient le comportement du système et interagissent avec les digues envisagées ; • les nouvelles digues ainsi que les digues améliorées peuvent avoir un impact sur les mesures existantes de stabilisation ou de protection ayant été mises en place pour compenser les problèmes d'instabilité ; • des modifications de profondeur d'eau ou de durée résultant de la construction d'une digue peuvent avoir un effet négatif sur le fonctionnement des zones humides et des habitats ; • des changements peuvent être nécessaires au niveau des systèmes internes de drainage.
Morphologie des cours d'eau, des côtes et des environnements estuariens	<ul style="list-style-type: none"> • La construction de la digue modifie des dynamiques du système pouvant avoir un impact sur la fonction de la digue à travers une modification de l'hydraulique et des habitats, conduisant à des changements d'écoulement, à des arrachements ou à des dépôts, ainsi qu'à des modifications de la végétation ; • les processus liés à la morphologie sont associés à l'échelle de temps considérée. Des conditions instables peuvent conduire à une brèche de la digue suite à une migration de chenaux ou un abaissement de la plage ; • des seuils morphologiques existent, au-delà desquels des changements brutaux peuvent intervenir.
Géotechnique	Dépôts géologiques naturels et terres artificielles <ul style="list-style-type: none"> • les dépôts naturels peuvent présenter une répartition spatiale complexe, une hétérogénéité et une variabilité des propriétés géotechniques sur de courtes distances, compliquant la caractérisation ; • des éléments naturels localisés présents sur le terrain peuvent avoir un effet négatif sur les performances de la digue ; • les terres artificielles peuvent être hétérogènes et leurs propriétés géotechniques difficiles à évaluer ; • les terres artificielles peuvent être pollués. Les polluants peuvent être remobilisés lors de modification du régime des eaux de surface ou des eaux souterraines provoquée par la digue ; • l'identification des sources utiles de matériaux de remblais extraits localement. Les aspects économiques de la construction de la digue sont influencés de façon significative par les coûts de transport.
	Interaction eau souterraine – eau de surface <ul style="list-style-type: none"> • lorsqu'une coupure d'eau souterraine est nécessaire pour limiter les infiltrations lors d'une crue, cela peut perturber l'écoulement naturel de l'eau souterraine vers la masse d'eau en conditions normales. Cela peut conduire à un niveau d'eau souterraine élevé et à un potentiel de mobilisation de polluants.
	Digue existante <ul style="list-style-type: none"> • la digue peut présenter une structure interne complexe en raison des phases successives historiques de surélévation ou de réparation, ou à travers une conception incluant des drains, des filtres, des puits de secours, des canalisations, des palplanches ou d'autres ouvrages inclus pouvant influencer les performances de la digue ; • la digue peut comprendre ou nécessiter un dispositif de surface tel qu'une protection, de la végétation ou un mur parapet destinés à améliorer la résistance ainsi que le niveau de protection contre les inondations..
	Instrumentation existante <ul style="list-style-type: none"> • l'interaction d'une digue existante avec les matériaux de fondation et l'hydraulique peut être définie à partir des données produites par l'instrumentation déjà en place.

Facteurs	Effets sur les caractéristiques du site
Occupation du sol (passée, présente et future)	Utilisation du sol dans le passé
	<ul style="list-style-type: none"> ● la présence de restes archéologiques, de munitions non explosées ou de pollution peut affecter l'acceptation ou la validation du projet, la conception, les coûts ainsi que le programme, de même que cela peut entraîner des problèmes au cours de la construction ; ● l'infrastructure historique peut créer des écoulements préférentiels ou des blocages lors de la construction et obliger à des changements de conception, à un retrait ou à une compensation pendant la construction.
	Utilisation actuelle du sol
	<ul style="list-style-type: none"> ● elle peut imposer des contraintes concernant les tâches de conception ou de construction ; ● elle modifie les caractéristiques du ruissellement, avec une influence sur les niveaux d'eau au repos et sur les débits des cours d'eau ; ● elle a une influence sur le comportement du rivage dans la zone côtière ; ● comme fonction secondaire, la digue peut être utilisée comme tracé pour une infrastructure, ce qui impose une contrainte sur la digue et de potentielles restrictions pour de futurs travaux d'amélioration.
	Futures utilisations du sol
	<ul style="list-style-type: none"> ● les plans de développement régionaux à long terme de la zone peuvent imposer des contraintes à la conception ou à la construction ; ● un développement futur peut affecter les caractéristiques du ruissellement ainsi que le niveau d'eau au repos et les volumes de crue ; ● une infrastructure future peut ajouter une contrainte imprévue à la digue ; ● un développement ultérieur accroît la population ainsi que les infrastructures devant être protégées et peut donc affecter le choix du niveau de protection contre les inondations et la gestion du risque global.
Climat local	Climat actuel
	<ul style="list-style-type: none"> ● précipitations : le total annuel et l'intensité saisonnière (les régions arides reçoivent moins de 400 millimètres par an) influencent : <ul style="list-style-type: none"> ● le rôle et le type de la végétation utilisée comme protection de surface ; ● les caractéristiques du ruissellement affectant les niveaux d'eau au repos ainsi que les débits des cours d'eau ; ● les performances des matériaux de remblais, en termes de dessiccation, de fissuration et de formation de fissures ; ● température : les variations journalières et saisonnières influencent : <ul style="list-style-type: none"> ● le rôle et le type de la végétation utilisée comme protection de la surface ; ● la formation de glace et le fait de savoir si son action sur la digue doit être prise en compte ; ● vent : les vitesses moyennes (déplacement du vent), la vitesse des rafales, la direction ainsi que les périodes de retour influencent : <ul style="list-style-type: none"> ● les prévisions de vagues et de tempête concernant les digues côtières et estuariennes ; ● le potentiel de transport de sédiments par le vent, pouvant recouvrir la végétation ou s'accumuler sur la digue.
	Climat futur
	<ul style="list-style-type: none"> ● la possibilité d'un changement des précipitations, de la température, du vent ou du niveau de la mer influence : <ul style="list-style-type: none"> ● les contraintes hydrauliques sur la digue, qui peuvent devenir plus importantes ; ● la croissance et la nature de la végétation, qui peut ne plus être efficace dans la protection contre l'érosion ; ● le degré de dessiccation des matériaux de la digue, entraînant la formation de fissures et de fentes de retrait ; ● les changements de niveau de la mer, la gravité et la fréquence des tempêtes, compliquant la prévision des futures tempêtes.
Facteurs régionaux et mondiaux	<ul style="list-style-type: none"> ● Le niveau de protection à long terme contre les inondations peut être affecté par des changements régionaux de niveau du sol en raison : <ul style="list-style-type: none"> ● de mouvements tectoniques ; ● d'un rebond ou d'un tassement isostatique post-glaciaire ; ● d'une extraction de matériaux ; ● d'une consolidation de sédiments. ● les changements de niveau de la surface du sol combinés avec une élévation du niveau de la mer résultant du changement climatique peuvent conduire à des difficultés pour conserver les références régionales ou nationales mises en place.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

7.1.3 Modèle conceptuel de site (MCS)

Le MCS présente la compréhension actualisée la plus complète de la situation et des dynamiques présentes au niveau du site. En tant que tel, il s'agit d'un document de travail nécessitant d'être périodiquement mis à jour. Il existe plusieurs documents apportant des conseils sur la manière de développer un MCS pour des sites à caractère environnemental ou liés à des équipements (ASTM E1689-95, 2008, et USACE 2003). Bien qu'aucun n'ait été spécifiquement conçu pour des projets de protection contre les inondations, les principes peuvent être facilement adaptés aux digues. Le MCS de digues peut contenir, mais sans qu'elle y soit limitée, l'information indiquée au niveau du tableau 7.6.

Le MCS remplit les objectifs suivants :

- décrit et définit la nature du problème d'inondation à travers la topographie, l'hydraulique, les conditions de sous-sol, l'occupation du sol, l'infrastructure, les préoccupations des parties prenantes, les enjeux économiques et la population soumise au risque, le niveau souhaité de protection et la tolérance au risque ;
- présente la compréhension actualisée des conditions de site ;
- sert de base d'évaluation pour les tracés de digue et évalue l'impact des conditions du site sur des solutions alternatives ;
- identifie des informations manquantes ou des domaines d'incertitude ;
- identifie les hypothèses clés devant être confirmées ou infirmées ;
- identifie d'éventuelles contraintes de site devant impacter la logistique ou les techniques d'approche du schéma général ;
- identifie la nature et la qualité des données nécessaires aux disciplines techniques ;
- définit les exigences de qualité des données pour les analyses programmées ;
- fournit une base pour établir le périmètre et le séquençement des futures investigations.

Tableau 7.6 Principales informations pouvant être incluses dans le MCS

Informations	Chapitres/Sections	
Modèle conceptuel de site	Aspects environnementaux et écologiques	2, 9, 10
	Topographie, bathymétrie et morphologie	7.3, 7.4, 7.5, 7.9
	Évaluation du niveau de protection	9.5.1
	Évaluation des charges hydrauliques	7.3, 7.4, 7.5
	Évaluation de l'état de la digue existante, lorsqu'il y a lieu	5, 7.7.3
	Autres actions sur la digue	7.2.4, 7.6
	Contraintes des travaux	9.1, 9.2, 9.3
	Données d'études d'archive	7.1.4
	Données spécifiques de site concernant les conditions de sol	7.7, 7.8, 7.9
	Évaluation des matériaux de remblai	7.7.3, 9.13.1
	Évaluation de modes de défaillance et de détérioration	7.7.2
	Couverture de surface	7.9.2
	Contamination, archéologie et munitions non explosées	Rechercher la contribution d'un spécialiste

Au début d'un projet, l'information destinée au MCS peut être obtenue à travers une étude documentaire à partir de données ayant fait l'objet de publications ou ayant été obtenues antérieurement, appuyées par une visite du site, et avec une mise à jour lorsqu'une nouvelle information devient disponible. L'information qu'il contient peut être systématiquement précisée jusqu'au niveau utile pour l'étape du projet correspondante, grâce à une approche par phases de recueil d'information, conformément aux besoins de la phase de projet en cours.

À la fin du projet, il peut être nécessaire de remettre à jour le MCS, afin d'intégrer toutes nouvelles données pouvant être utilisées pour compléter le guide du fonctionnement et de l'entretien (cf. chapitre 4), ou pour une quelconque future évaluation de la situation (cf. chapitre 5) ou pour des travaux d'urgence (cf. chapitre 6).

7.1.4 Étude documentaire

L'étude documentaire est la première étape de caractérisation, que ce soit pour l'évaluation d'une situation, l'amélioration d'une digue existante ou pour la conception d'une nouvelle digue. L'étude documentaire est le recueil, le regroupement, l'interprétation et l'intégration de l'information disponible décrivant le site, ses environs, ainsi que les facteurs qui affecteront la digue existante ou envisagée (hydraulique, morphologie, topographie, géologie, écologie, ainsi que l'occupation du sol passée, présente et future). Elle comprend un large ensemble de sources d'information et représente la première phase du développement du MCS. Elle peut être effectuée au moment de la phase de faisabilité du projet. Une étude de reconnaissance de site ou de visite de site peut être conduite au cours de l'étude documentaire pour vérifier les informations recueillies en les comparant aux données physiques de terrain. Une étude documentaire est spécialement recommandée par certains codes ou normes nationales (cf. encadré 7.2). Elle représente une bonne pratique et devrait être systématiquement menée avant d'entreprendre une investigation du sous-sol.

Encadré 7.2

Exemple de nécessité d'entreprendre une étude documentaire

La norme BS EN 1997-2:2007, clause 2.1.1(3)P exige « une collecte minutieuse, un enregistrement et une interprétation des informations géotechniques ». La clause 2.1.1(6) suggère qu'« avant la conception d'une investigation de site, l'information et les documents disponibles soient évalués à travers une étude documentaire ».

7.1.4.1 Entreprendre une étude documentaire

La quantité d'informations disponibles pour l'étude documentaire varie d'un projet à l'autre. Le temps et les ressources nécessaires pour mener cette étude dépendent de :

- l'emplacement des données ainsi que de leur accessibilité ;
- la quantité, la qualité et de la raison pour laquelle les données ont été obtenues dans le passé ;
- l'importance du prétraitement nécessaire pour transformer les données en un format utilisable.

Les études documentaires destinées à des digues nouvelles ou existantes présentent des difficultés différentes. Pour de nouvelles digues, l'étude repose généralement entièrement sur des données disponibles collectées pour des besoins autres que la conception d'une digue et une partie de l'information peut ne pas être utile ou manquer. Des systèmes de digues existantes possèdent un vaste ensemble de données dans lesquelles puiser, mais la présence même de la digue ajoute de la complexité à l'étude.

Certaines des difficultés associées aux digues existantes comprennent les points suivants :

- la digue peut avoir été conçue et/ou construite par des intervenants locaux ou privés, sans prise en compte des normes de conception, ou selon des normes en vigueur datant de l'époque concernée ;
- la nature et l'adaptation à la fois des sols de fondation et des matériaux de la digue doivent être étudiées et évaluées ;
- les systèmes de digue présentent souvent des historiques de construction complexes. La construction d'origine peut avoir comporté plusieurs phases d'amélioration, y compris une surélévation ou un élargissement. Si tel est le cas, la structure interne sera probablement hétérogène (cf. section 3.3.3 et figure 5.50). Elle peut inclure une infrastructure, des structures, des réseaux de services publics ou d'autres ouvrages, avec différents matériaux, méthodes et normes de construction utilisés au cours du temps, souvent avec une documentation incomplète ou inexistante ;
- les systèmes de digue possèdent de la même manière des histoires de réparation complexes, souvent désordonnées, comprenant des réparations provisoires localisées au lieu de réparations d'ensemble pérennes ;
- l'interaction entre système de digue et système hydraulique fluvial, côtier ou estuarien a besoin d'être évaluée ;

- il existe généralement une information quant aux performances (notamment tassement, infiltration, relevé des piézomètres, observations visuelles, enregistrements liés à l'entretien), qui nécessite également un regroupement, une analyse et une interprétation ;
- les investigations originelles de caractérisation de site peuvent avoir été effectuées conformément aux normes en vigueur à l'époque, mais ne plus correspondre aux pratiques actuelles, avec pour résultats une caractérisation insuffisante ainsi qu'une importante incertitude. Parmi les exemples, on peut citer des données de sondages largement espacés, des systèmes de classification des sols périmés ou inconnus, l'absence de données d'essais, de mode de détermination de la cote de crête de digue, ainsi que des hauteurs de revanche ;
- l'ensemble des phases (investigation, évaluation de l'état, conception, construction, réparation, travaux d'amélioration) peut ne pas être entièrement documenté, de même que les archives peuvent être incomplètes ou avoir été détruites en raison de l'ancienneté du projet, de mauvaises pratiques de gestion des archives ou des transferts de propriété ;
- les systèmes de digues comprennent souvent des ouvrages secondaires (ponceaux, siphons, stations de pompage) nécessaires au drainage des zones protégées ;
- la base à partir de laquelle fixer la hauteur d'une digue est parfois mal définie ;
- les performances de la digue, du point de vue de la stabilité et/ou de la surverse ne sont pas toujours connues.

Les études documentaires concernent principalement les conditions de sous-sol ainsi que l'hydraulique du site, mais elles abordent aussi d'autres domaines d'information relatifs au site.

7.1.4.2 Types d'informations devant être pris en considération dans la préparation d'une étude documentaire

L'information classique devant être consultée lors d'une étude documentaire est synthétisée au niveau du tableau 7.7, avec une indication de comment peut être utilisée l'information.

Tableau 7.7 Informations classiques devant être considérées lors de la préparation d'une étude documentaire

Thème	Source d'information	Utilisation de l'information
Général – information nécessaire à tous	<ul style="list-style-type: none"> échange avec le personnel opérationnel du projet en cours, les propriétaires des terrains ainsi que les résidents locaux les plus anciens au sujet de la performance de fonctionnement, la logistique, l'histoire et toutes autres questions ; sociétés et agences locales peuvent connaître des problématiques spécifiques au site ou à la région, de même que l'historique des performances et de la conception ; revue des documents existants détaillant les travaux passés, les études, les investigations, y compris l'information sur les performances passées de défenses existantes ainsi que l'identification de quelconques problèmes antérieurs, historiques ou anecdotiques (tassement de sommet, infiltration, brèches et réparations, c'est-à-dire déviations inattendues de l'alignement des talus ou zones d'entretien excessif) ; topographie – relevés anciens et actualisés (conventionnels ou LiDAR) ; photographies aériennes – anciennes et actualisées. Il s'agit également de se procurer différentes périodes de l'année, de façon à connaître les changements saisonniers de couverture végétale, et si possible les conditions d'avant et d'après crues ; cartes ou photographies anciennes et actuelles montrant les routes, les propriétés, ainsi que les autres caractéristiques historiques et culturelles, y compris la digue existante et les ouvrages associés ; la couverture de données de SIG publiée par différents organismes, présentant des caractéristiques physiques incluant souvent la géologie. 	<ul style="list-style-type: none"> meilleure compréhension des problèmes d'inondation et de performances de la digue en recherchant des informations issues de l'expérience directe ainsi que des observations de personnes ayant été témoins des inondations et ayant eu à prendre en charge le fonctionnement de la digue ; amélioration de la connaissance du contexte du projet ; remplacement des observations actuelles dans un contexte historique ; meilleure compréhension de la topographie du site et du bassin, ainsi que des caractéristiques affectant le drainage ; identification des changements intervenant au cours du temps dans l'usage du site et les tâches en lien avec le site, y compris la construction sur ou à proximité du système de digue.
Hydraulique des cours d'eau, côtière et estuarienne	<ul style="list-style-type: none"> bathymétrie ou morphologie : altitudes sous-marines du fond et leurs changements au cours du temps ; topographie : profil des digues et du relief ; données de marées et de courants ; données de vagues côtières et de niveaux de l'eau (avec une attention particulière aux conditions de tempête) ; historique des données météorologiques, y compris les données de précipitations ; historique des débits de cours d'eau, présentant les niveaux des cours d'eau et leurs écoulements, s'ils sont disponibles ; historique de la survenance de crues ou de tempêtes, y compris les cartes, photographies, vidéos, anecdotes, articles de journaux, archives municipales, régionales ou nationales, ainsi que les études des plus hauts niveaux de l'eau (si elles existent) ; topographie à l'échelle du bassin. 	<ul style="list-style-type: none"> recueillir et représenter graphiquement les données météorologiques ; recueillir et représenter graphiquement les hauteurs d'eau et les débits des cours d'eau correspondant aux événements de précipitations (réponse du système) ; développement d'hydrogrammes de niveaux d'eau et de débits correspondant aux conditions existantes ; calcul des statistiques de mesure de débit, ainsi qu'estimation des relations d'incertitude pour les débits et les niveaux d'eau ; tracé de courbes de débits et de niveaux d'eau ; compilation et représentation graphique des données de l'historique des vagues et de hauteurs d'eau ; évaluation des données de l'historique et des prévisions pour les marées, les courants, les tempêtes et les vagues.
Morphologie des cours d'eau, côtière et estuarienne	<ul style="list-style-type: none"> bathymétrie – profondeurs sous-marines du fond et changements à prévoir dans le temps ; topographie – profil des digues existantes et du relief ; photographies aériennes sur plusieurs dizaines d'années ; matériaux de lit et de rive, classement et type (cohésif, non cohésif) ; transport de sédiments : rythme et mode ; identification des sources de sédiments et des pièges à sédiment ; présence et type de végétation. 	<ul style="list-style-type: none"> influence de la bathymétrie et de la topographie sur le développement des vagues (côtières) interaction du chenal et des écoulements de plaine inondable développement d'un bilan quantitatif de la sédimentation tendances à long terme concernant : <ul style="list-style-type: none"> la position du chenal ; le profil du chenal ; les dimensions du chenal ; la position de la plage ; type de cours d'eau (notamment en tresses ou présentant des méandres...).

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Thème	Source d'information	Utilisation de l'information
Géotechnique	<ul style="list-style-type: none"> cartes géologiques : cartes géologiques des formations de surface ainsi que les notices associées ; rapports et cartes d'études particulières en lien avec les ressources minérales, l'alimentation en eau, les investigations géophysiques à distance et à grande échelle, ainsi que d'autres investigations ; enregistrements de forages et données géotechniques en lien avec le projet ou à proximité du projet, réalisés pour d'autres raisons (c'est-à-dire ponts, bâtiments ou autres fondations d'infrastructures, caractérisation environnementale ou remédiation), ainsi qu'échantillons conservés ; enregistrement de puits, y compris les enregistrements de forages, la lithologie et les données de pompage, y compris les débits de pompage, les niveaux d'eau ainsi que les données de qualité de l'eau ; cartes d'aquifère montrant notamment les nappes d'eau souterraine, les forages d'alimentation en eau et les rendements de pompage prévus ; évaluation des interactions entre l'eau souterraine et l'eau de surface ; historique des données de suivi de l'instrumentation de terrain, y compris le relevé des piézomètres et le relevé des indicateurs de tassement. 	<ul style="list-style-type: none"> étude de la répartition dans l'espace des caractéristiques géologiques à travers une interprétation des photographies aériennes, des données LiDAR, ainsi que des données existantes provenant des investigations géophysiques et géotechniques ; création d'une représentation synthétique des données en superposant les données provenant des cartes et des plans historiques, de la topographie, des photographies aériennes et des cartes géologiques, de façon à montrer la manière dont les caractéristiques s'associent les unes avec les autres, et pour établir des liens entre les emplacements des problèmes connus passés ou présents de performance en relation avec la digue ou les caractéristiques du terrain ; développement de coupes géologiques transversales préliminaires, garantissant que l'ensemble des données soient bien enregistrées dans un système de coordonnées commun présentant le même référentiel vertical, de même que des paramètres géotechniques basés sur l'information existante ; évaluation des sources potentielles de matériaux de remblai dont réemploi des matériaux du site ; développement d'une compréhension des modes de défaillance ou de détérioration potentiels pour contribuer à la prise de décision ainsi qu'à la définition du périmètre d'investigation.
Occupation du sol	<ul style="list-style-type: none"> cartes des propriétés foncières avec identification des propriétaires ; programmes de développement foncier ; sites archéologiques potentiels ou connus ; registre des sites historiques et remarquables, tel que l'inventaire des sites remarquables de Grande-Bretagne ou un équivalent national, régional ou local ; détermination des sources potentielles de contamination ; registre de l'Environment Agency nationale ou régionale ou inventaire des sites contaminés par des déchets (Environmental Protection Agency aux États-Unis ou équivalent) ; information d'études documentaires concernant des munitions non explosées provenant de prestataires ou de consultants spécialisés ; identification des contraintes environnementales potentielles, comme la présence d'espèces menacées, d'habitats essentiels, d'espèces invasives, ou de valeurs de niveau et de qualité de l'eau ayant un impact sur la flore et la faune ; enregistrement des activités minières ; archives documentaires des administrations locales et régionales ou des universités. 	<ul style="list-style-type: none"> revue de l'ensemble des sources d'information concernant l'occupation du sol passée, présente ou à venir ; l'étude de l'occupation du sol fait face à des difficultés différentes s'il s'agit de digues urbaines ou rurales. Les digues urbaines posent essentiellement des problèmes liés aux réseaux publics, à d'anciennes fondations, à des charges ou des ouvrages adjacents, ainsi qu'à des zones remblayées. Les sites archéologiques et les munitions non explosées peuvent être présents sous les sites urbains. Les digues rurales offrent de plus grandes opportunités de connaître la répartition des dépôts naturels, puisque ceux-ci n'ont pas été perturbés ou recouverts par des actions humaines ; évaluation du risque de rencontrer des munitions non explosées dans des zones ayant été bombardées en temps de guerre ou ayant servi de terrain d'entraînement militaire ; identification des occupations du sol passées pouvant avoir résulté en des contaminations, par exemple des tanneries, des fournisseurs de produits pétroliers, des activités de dégraissage, de nettoyage à sec, de même que d'autres secteurs ou activités connus pour rejeter des contaminants dans l'environnement.

Les données de surface (cartes, photographies terrestres ou aériennes, ainsi que relevés LiDAR ou terrestres) peuvent être des sources d'information particulièrement utiles. Les données de surface couvrant une période de temps significative, récente ou plus ancienne, peuvent constituer un enregistrement permanent des conditions au moment où les données ont été enregistrées. Elles peuvent être référencées avec d'autres données au sein d'un SIG. L'examen attentif des données de surface peut apporter une compréhension plus large des écoulements d'eau, des cours d'eau ainsi que des dynamiques côtières. D'anciennes cartes et photographies peuvent aider à comprendre et à évaluer la morphologie et l'adaptation des chenaux au cours du temps (cf. figure 7.3) ainsi que les changements d'occupation du sol. Les photographies aériennes offrent une vue d'ensemble de la nature et de la répartition de la couverture végétale au sein du bassin hydrographique.



Figure 7.3 **Comparaisons de tracés de chenaux à partir de photographies aériennes - à noter la digue au-dessus du chenal**
(source : Charles Little, USACE)

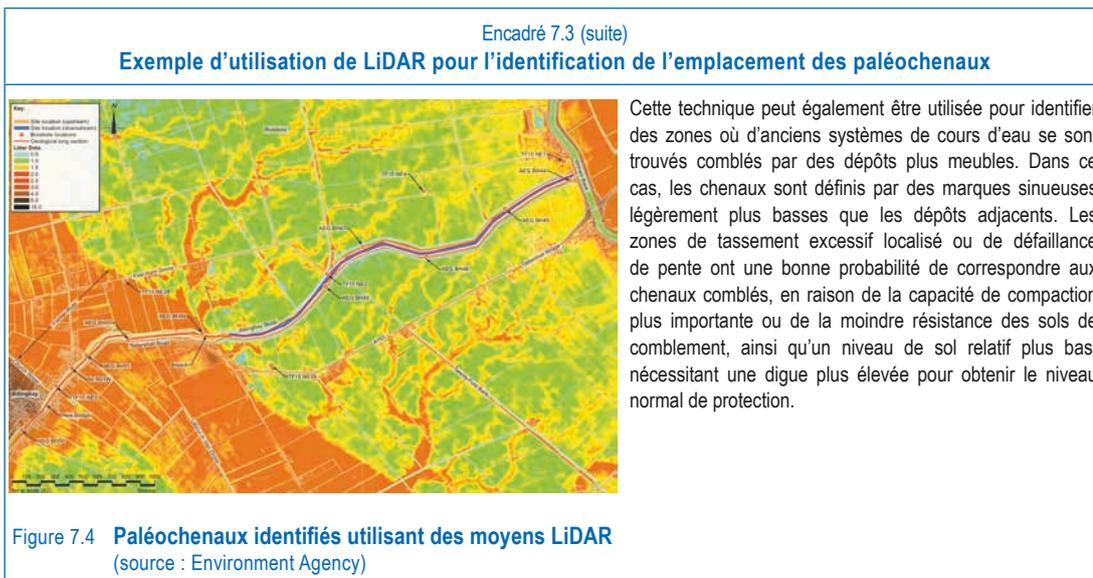
Les données de surface peuvent également fournir des indications pouvant aider à identifier et à expliquer des changements localisés de conditions de terrain. Ces caractéristiques apparaissent sur les photographies aériennes, avec par exemple par des changements de couleur du sol ou de couverture végétale, ou des changements de vitalité au sein d'une culture unique, pouvant traduire des modifications des conditions de sous-sol. Des données de surface peuvent également être utilisées pour interpréter des changements au niveau du trait de côte (saisonniers ou durables). De la même manière, la topographie peut refléter les conditions de sous-sol, particulièrement à travers l'identification de paléochenaux, pouvant être un point de faiblesse au niveau des fondations de la digue. Une illustration de l'utilisation de LiDAR dans l'identification de paléochenaux est présentée au niveau de l'encadré 7.3.

Encadré 7.3

Exemple d'utilisation de LiDAR pour l'identification de l'emplacement des paléochenaux

Au sein des Fenlands de l'est de l'Angleterre, il existe de nombreux cours d'eau et de drainages d'origine humaine confinés par des digues. Une transgression géologique récente de la mer a eu pour résultat l'accumulation de limons dans l'ancien système de cours d'eau. Le drainage ultérieur des tourbières a provoqué un tassement des terrains, laissant les anciens cours d'eau remplis de limons légèrement en relief par rapport aux dépôts adjacents plus argileux, de telle sorte qu'ils forment des caractéristiques de reliefs peu élevés, sinueux, traversant un paysage, et appelés « *roddons* ». Lorsque les *roddons* sont prononcés, ils peuvent être repérés lors d'une inspection visuelle du site. Toutefois, ils sont plus facilement mis en évidence par des photographies aériennes. Les *roddons* ne sont pas toujours immédiatement apparents lorsqu'on parcourt le site ou à partir de photographies aériennes, mais seulement visibles par LiDAR, mettant en évidence des différences assez faibles d'élévations au niveau du site.

La figure 7.4 montre un de ces cas, alors que des zones d'infiltration ont été signalées par le responsable de la digue. Une visite de site et des photographies aériennes n'avaient pas montré de trace de *roddons*. Toutefois, lorsque les données de LiDAR ont été analysées, leur emplacement et leur étendue sont devenus évidents (traces caractérisées par des marques sinueuses oranges et jaunes ainsi qu'un élément d'environ un kilomètre de large correspondant au chenal principal, visible en bas à gauche de la figure), et les zones d'infiltration se sont trouvées en parfaite corrélation avec les emplacements où la digue traversait les *roddons*.



7.1.4.3 Étude réalisée en parcourant le site

Parcourir le site est essentiel aux membres de l'équipe pour leur permettre d'acquérir une perception physique de celui-ci. Afin de bénéficier au maximum de cette visite, il est préférable de l'entreprendre vers la moitié de la phase d'étude documentaire (recueil de l'information), de façon à ce que des informations de contexte aient déjà été produites, et que l'équipe ait déjà une vision générale des problématiques du site concernant leur discipline. Le parcours du site a pour but d'identifier les signes visuels ou physiques en lien avec les particularités du site. Certaines questions intéressent plusieurs disciplines. Les indications pouvant être apportées par une visite de site sont énumérées au niveau du tableau 7.8..

Tableau 7.8 Certaines observations pouvant être effectuées lors d'une visite sur site

Thème	Observations effectuées sur le site
Hydraulique fluviale, côtière ou estuarienne et environnement	<ul style="list-style-type: none"> ● occupation du sol ; ● sources ; ● indication de réseaux publics enterrés ou d'infrastructures adjacentes (notamment route, ponts, bâtiments ou centrales électriques) ; ● raccordement avec des terrains naturellement surélevés ; ● emplacement des cours d'eau, influence de la marée ou effets du vent ; ● traces de marée haute ; ● indications de crues ou d'écoulements passés ; ● intrusions existantes dans les chenaux ou dans les plaines inondables ; ● débris de bois ; ● problèmes de navigation ; ● dérivations ou déversement ; ● type(s) de végétation et emplacement le long du chenal et de la plaine inondable ; ● estimation de l'irrégularité du chenal et de la plaine inondable.

Thème	Observations effectuées sur le site
Morphologie des environnements fluviaux, côtiers ou estuariens	<ul style="list-style-type: none"> ● matériaux d'érosion et du lit ; ● stabilité du cours d'eau ; ● type de tracé de chenal ; ● dérivations et déversements ; ● débris de bois ; ● problèmes de navigation ; ● caractéristiques du chenal et de protection des berges ; ● sources de sédiments ; ● types de sédiments et granulométrie ; ● intrusions existantes dans les chenaux ou plaines inondables ; ● type(s) de végétation et emplacement au niveau du chenal, de la plaine inondable ou de la ligne de côte ; ● présence de matériaux grossiers dans le lit, particulièrement de galets ou de grosses pierres ; ● indicateurs d'inondations passées et de traces d'écoulement ; ● orientations de ligne côtière et pentes de plages.
Géotechnique	<ul style="list-style-type: none"> ● tassement ; ● infiltration ; ● instabilité ; ● crevasses ou fentes de retrait ; ● terriers d'animaux fouisseurs (matériaux extraits) ; ● changements de type et de couleur de végétation ; ● changements de type et de couleur du sol ; ● formes quelconques d'ondulations de surface dans les terrains adjacents ; ● affleurements au niveau des chenaux de drainage ; ● sources ; ● indices de réseaux enterrés, d'autres ouvrages inclus, ou d'infrastructures adjacentes (notamment routes, ponts, bâtiments, centrales électriques) ; ● raccordement avec des terrains naturellement surélevés ; ● matériaux de lit de chenaux ; ● visite des carrières proches et des sites potentiels d'extraction des matériaux de remblai, de manière à examiner les matériaux présents localement.
Occupation du sol	<ul style="list-style-type: none"> ● occupation actuelle du sol et indices concernant les occupations du sol passées ; ● potentielles sources de contamination adjacentes ; ● espèces indigènes ; ● espèces menacées ; ● espèces invasives ; ● végétation.

En ce qui concerne les systèmes de digues existants, parcourir le site permet d'examiner et de comprendre la manière dont les composants du système fonctionnent et interagissent, de même que d'identifier visuellement d'éventuelles zones de faiblesse localisées. La section 5.4 comporte un examen détaillé de l'inspection des digues existantes dans le but d'évaluer leur état. L'encadré 7.4 fournit un exemple d'informations spécifiques recueillies lors d'une visite sur site.

Par ailleurs, l'équipe peut souhaiter prendre en considération les éléments suivants :

- parcourir la zone à partir d'un bateau ou d'un hélicoptère, de façon à bénéficier d'une perception différente du site ;
- apporter des détails sur des projets en cours ou à venir, si cela est possible ;
- apporter des couches en surimpression de cartes du site et de photographies ;
- fournir des documents de propriétés actualisés, montrant les limites et les droits de passage, particulièrement au niveau des propriétés privées ;
- prendre avec soi un appareil photographique disposant d'un GPS, pour contribuer à alimenter les informations sur le site ;
- si une infiltration est possible, un enregistreur de température-conductivité est utile pour évaluer les écoulements ;
- parler avec la population locale, particulièrement les personnes plus âgées.

Encadré 7.4

Exemples d'informations hydrauliques et morphologiques obtenues sur site



Figure 7.5 **Caractéristiques des matériaux du lit dans le chenal d'écoulement de cours d'eau**
(source : Andy Gaines, USACE)

Les photographies peuvent fournir des informations sur les caractéristiques des sédiments d'un cours d'eau ou d'une zone côtière (cf. figure 7.5). Prises au moment de la construction, elles donnent des détails sur des parties à présent masquées. Elles contribuent à identifier la manière dont les eaux peuvent contourner la digue lors d'une crue, par exemple à travers des canaux. Des enregistrements effectués avant, pendant et après la crue peuvent donner des indications sur la manière dont l'eau s'est comportée, l'extension de brèches possibles, ou par exemple la zone inondée, permettant de mener des évaluations du volume de la crue. Cette information peut être utilisée pour calibrer le modèle de crues. Les observations des caractéristiques des cours d'eau apportent des informations sur les sources de sédiments, leur mouvement, le profil des cours d'eau ainsi que la stabilité des berges et du lit (cf. figures 7.6 et 7.7).



Figure 7.6 **Érosion modérée à sévère des berges, avec une hauteur de berge d'environ dix mètres**
(source : Andy Gaines, USACE)



Figure 7.7 **Instabilité du lit des cours d'eau et utilisation de protections pour stabiliser leur profil**
(source : Andy Gaines, USACE)

7.1.5 Mise en œuvre des investigations

La conduite des investigations de terrain nécessite une équipe expérimentée pour s'assurer que les données essentielles ont bien été recueillies et transmises, et que les investigations sont conduites dans de bonnes conditions de sécurité. Programmes de travail et règles de sécurité doivent classiquement être établis avant la mobilisation sur le terrain, traduisant les objectifs recherchés sur le périmètre de travail en tâches pratiques sur le terrain.

La gestion quotidienne du travail sur le site est prise en charge par un responsable des opérations de terrain, pouvant être le prestataire principal des investigations, le responsable de la coordination d'ensemble du travail, le responsable d'une partie du personnel, le responsable du suivi des prestataires ou le responsable de la coordination avec les ingénieurs de conception. Il peut y avoir de multiples tâches effectuées simultanément par différentes équipes, prestataires et mettant en œuvre différents équipements. Les responsabilités comprennent le fait de s'assurer que le travail est bien effectué dans le respect des programmes établis, en vérifiant sur le terrain les méthodes et les comptes rendus, classiquement à travers des rapports quotidiens. Les efforts de coordination de la logistique, la supervision des sous-traitants, ainsi que la surveillance du budget et du calendrier ne doivent pas faire oublier le rôle primordial du responsable des opérations de terrain, à savoir s'assurer que les données nécessaires sont bien recueillies lors du déroulement du programme de terrain.

Le responsable des opérations de terrain doit effectuer des analyses techniques en temps réel des données recueillies pour vérifier qu'elles sont complètes et repérer des conclusions inattendues qui pourraient impliquer des investigations complémentaires, idéalement lorsque les investigations sont en cours et que les équipes et équipements appropriés sont encore sur site. Le responsable des opérations de terrain est le premier à vérifier le MCS pour sa cohérence avec le contexte de terrain, et pour noter tels paramètres qui remettraient en cause les hypothèses et la compréhension telle qu'elle est représentée par le MCS. Selon les accords entre les parties, ces derniers rôles peuvent incomber au concepteur des investigations ou à son représentant sur le site.

C'est la responsabilité du concepteur des investigations de visiter le site en début de programme. Il peut également y avoir un représentant du concepteur des investigations sur le site (c'est-à-dire un ingénieur de supervision), soit à plein temps soit à temps partiel. Le concepteur des investigations peut avoir à clarifier les emplacements ou à confirmer des modifications des investigations auprès du responsable des opérations de terrain, ainsi qu'à vérifier que les bonnes procédures sont bien mises en œuvre. Il est important que le concepteur des investigations observe une sélection représentative des matériaux rencontrés directement sur le terrain, de manière à disposer d'une bonne compréhension physique des conditions de site. Les autres aspects du rôle d'un concepteur des investigations au cours de ces investigations sont présentés à la section 7.7.1.

En plus de documenter les tâches de terrain et l'avancement, des comptes rendus quotidiens permettent de pointer les éventuels écarts avec les plans de travail, de telle manière que des changements de méthode soient enregistrés et justifiés en même temps que d'éventuelles conclusions inattendues issues des investigations. Les résultats doivent constamment être comparés à ce qui était escompté ou prévu, de façon à ce que des différences significatives puissent être rapidement signalées à l'ingénieur de conception.

L'ensemble du personnel et des visiteurs du site ont la responsabilité de leur propre sécurité, comme de celle des autres. Toute opération manquant aux obligations de sécurité doit immédiatement être signalée. Une personne est généralement désignée au niveau du site pour veiller au respect du plan de sécurité. Elle a la capacité d'arrêter le travail pour corriger des pratiques ou des conditions non satisfaisantes en termes de sécurité. D'autres responsabilités peuvent consister à implanter des réseaux de service public avant que des investigations destructives ne soient menées afin de les éviter. Ces responsabilités peuvent également comprendre une coordination avec les représentants locaux de la navigation lors de travaux marins, la fourniture et l'entretien de l'équipement de sécurité sur le site.

Les questions fréquentes de sécurité comprennent :

- glissades et chutes de hauteur ;
- soulèvement de charges ;
- machines ;
- tranchées ;
- plantes, reptiles ou insectes vénéreux ;
- météo ;
- contamination potentielle ;
- travaux marins ;
- munitions.

7.1.6 Comptes rendus

Les comptes rendus sont le recueil et la présentation des données sous une forme pouvant être rapidement assimilée par l'utilisateur final. La manière de présenter les données ainsi que le niveau de détail proposé dépendent de l'utilisateur final et de l'utilisation prévue. Les données peuvent être une information existante obtenue à partir d'une étude documentaire, de même que des informations provenant d'investigations spécifiques du projet. Un compte rendu peut comprendre l'ensemble, ou une partie, des textes, tableaux, graphiques et figures en format papier ou électronique. Il apporte une trace vérifiable au cours du processus d'évaluation des données et les résultats peuvent être utilisés pour mettre à jour le MCS.

7.1.6.1 Données de l'étude documentaire

Le compte rendu élaboré à l'issue de l'étude documentaire peut constituer une partie d'un rapport de reconnaissance, comprenant à la fois textes et graphiques, et fournit une synthèse de l'information disponible utilisée pour mettre en place le MCS préliminaire. Il peut inclure des conclusions essentielles, des paramètres préliminaires, des observations effectuées lors de l'étude en parcourant le site, des indications de manques de données essentielles avec des recommandations, des incertitudes, ainsi que des hypothèses clés. Les tableaux 7.7 et 7.8 donnent une indication de la nature de l'information devant être prise en compte lors de la préparation de l'étude documentaire. Alors que quantité et qualité des données peuvent être limitées ou concerner moins le site que celles qui sont obtenues par la suite lors des investigations spécifiques au projet, le processus de rédaction d'un compte rendu doit suivre les recommandations générales de la présente section, ou des recommandations du même type fournies par des normes ou règlements nationaux.

7.1.6.2 Hydraulique

Un compte rendu écrit distinct n'est pas systématiquement rédigé à la suite d'une étude hydraulique. Les analyses hydrauliques et leurs résultats sont fréquemment inclus dans les rapports d'études associés à la programmation ainsi que dans d'autres rapports de conception détaillée. Les comptes rendus consistent typiquement en un recueil de l'information existante regroupée au moment de l'étude documentaire, en de nouvelles données recueillies au cours des investigations de site, ainsi qu'en des calculs analytiques et/ou des résultats de modélisation numérique utilisés pour calculer des données devant être utilisées lors de l'évaluation de la hauteur de la digue et des effets des contraintes hydrauliques sur la digue et sur la morphologie. Cette information peut comprendre les thèmes présentés au niveau du tableau 7.9.

Tableau 7.9 Informations pouvant être tirées des études hydrauliques

Système hydrologique	Information pouvant être tirées des études hydrauliques
En général	<ul style="list-style-type: none"> ● photographies aériennes et cartes historiques présentant la mise en place, l'évolution et la dynamique des cours d'eau, de la côte et des estuaires ; ● données historiques relatives aux tempêtes ; ● estimations de débit de pointe de débordement et hydrogrammes (destiné aux modèles transitoires) ; ● estimations statistiques des valeurs cibles du niveau de l'eau (c'est-à-dire pourcentage ou événement) ; ● calculs ; ● modèles.
Cours d'eau	<ul style="list-style-type: none"> ● les conditions hydrauliques actuelles ou à venir avec ou sans projet (y compris le scénario d'options possibles) ; <ul style="list-style-type: none"> ● courbes de probabilité des débits avec l'indication des limites de confiance ; ● courbes de probabilité des niveaux d'eau avec une indication de l'incertitude ; ● relations niveau d'eau-débit ; ● profil en long des lignes d'eau ; ● estimation des courants et des vitesses ; ● dépassement annuel attendu et niveau d'eau de probabilité de non-dépassement conditionnel.
Côtes et estuaires	<ul style="list-style-type: none"> ● distribution des probabilités de montée du niveau d'eau, de hauteur des vagues ainsi que la période associée ; ● distribution des probabilités des niveaux de débordement ; ● estimation des courants et des vitesses ; ● marées.

7.1.6.3 Morphologie

Les études morphologiques comprennent la collecte des données historiques, de manière à ce que des comportements passés puissent être décrits, au moins qualitativement. Ces comportements peuvent ensuite être utilisés comme modèle, ou comme prévision d'un comportement à venir. Les données peuvent provenir de documents papier ou imprimés (photographies aériennes anciennes ou cartes topographiques ou bathymétriques), images scannées ou données numériques. Les dates auxquelles chaque élément d'information a été obtenu à l'origine doivent être enregistrées, de manière à ce que les changements au cours du temps puissent être évalués et documentés. Le type d'information étudié peut comprendre :

- les ajustements prévus de chenaux en dehors de tout projet, ainsi que leurs impacts sur la relation de probabilité concernant le niveau de l'eau ;
- les ajustements prévus de chenaux en lien avec un projet, ainsi que leurs impacts sur la relation de probabilité concernant le niveau de l'eau ;
- la stabilité prévue de la côte en lien ou non avec un projet, ainsi que l'impact des vagues et des niveaux d'eau sur la stabilité de la digue.

Il n'est pas nécessaire de présenter les études de la morphologie selon un format spécifique, toutefois, la restitution des études doit avoir pour objectif d'englober les données, ainsi que l'interprétation des données avec les hypothèses et conclusions. Le niveau de détails restitué dépendra de la phase de l'étude : reconnaissance, faisabilité ou détaillée.

7.1.6.4 Géotechnique

Les données géotechniques provenant des investigations peuvent être recueillies de manière manuscrite sur papier, directement saisies sur un ordinateur ou sur un terminal électronique portable, ou recueillies sous forme numérique. La transmission de données factuelles peut être effectuée dans des formats très différents. Le tableau 7.10 synthétise certaines des données pouvant être disponibles à l'issue d'une investigation ainsi que les questions associées. Toutefois, l'ensemble des données doit respecter un cadre commun sous forme de métadonnées. Cela peut comprendre :

- le nom du personnel et son appartenance ;
- la marque et le modèle des équipements utilisés ;
- les méthodes d'investigation ainsi que les outils d'échantillonnage ;
- les numéros de série ainsi que les dates de calibration ;
- le référentiel vertical des relevés ainsi que le système de coordonnées horizontal (cf. section 7.9.1) ;
- le système de classification des sols (cf. section 7.8.2).

Tableau 7.10 Formes possibles des données factuelles et questions associées

Formes possibles des données factuelles	Questions relatives au format des données
<ul style="list-style-type: none"> • cahiers de terrain ; • comptes rendus quotidiens (tâches, questions techniques, équipement, personnel affecté, éléments mesurables en lien avec les quantités prévues) ; • enregistrement des sondages ; • enregistrement des essais <i>in situ</i> et en laboratoire ; • plan d'implantation des sondages et de l'instrumentation ; • livrables de données électroniques (notamment relevés géophysiques ou géotechniques de type sondage au pénétromètre) ; • cartes, LiDAR et croquis ; • photographies ou vidéos. 	<ul style="list-style-type: none"> • papier et supports électroniques sont vulnérables à des dangers physiques de terrain – notamment météo ou perte ; • les supports papier doivent être renseignés à la main pour une retranscription ultérieure. Les deux actions peuvent être sources d'erreurs ; • un enregistrement direct sur un support électronique réduit les risques d'erreur de transcription, mais ce format est souvent moins facile à utiliser que le papier, avec des champs et des menus fixes pour entrer les données, susceptible de ne pas présenter d'option pour inclure des données visuelles (croquis ou photographies) ; • de futurs formats pourraient consister en des tablettes acceptant les notes manuscrites et les données visuelles sous forme d'enregistrements, et pouvant les convertir en texte dans des bases de données.

Enregistrements des investigations de sol *in situ*

L'information fournie par les investigations destructives est recueillie par les enregistrements de terrain. Les méthodes non destructives comprennent classiquement le recueil de données électroniques, bien que le travail de terrain soit généralement rapporté dans un journal éponyme. Les enregistrements de terrain comprennent souvent :

- le nom des membres de l'équipe ;
- l'équipement (marque, modèle) ;
- l'implantation des sondages – croquis, coordonnées planimétriques et altimétrique ;
- les observations effectuées lors de la réalisation du sondage de reconnaissance ;
- les méthodes et résultats des essais *in situ* ;
- l'intervalle de prélèvement des échantillons, la méthode et la récupération ;
- les descriptions de sols selon une norme reconnue (*cf.* section 7.8.2).

Les problèmes pouvant être rencontrés lors de la préparation des enregistrements de terrain comprennent :

- **le niveau et l'expérience des personnels sur site :**
 - les responsabilités de terrain sont souvent confiées à des personnels peu expérimentés, les personnels expérimentés pouvant être peu disponibles et/ou disposer d'un budget limité pour être présents sur le site. Ainsi, les observations directes les plus importantes sont-elles souvent effectuées par les personnes les moins expérimentées ;
 - parfois les aspects administratifs du contrat prennent le pas sur les responsabilités techniques ;
 - le personnel de terrain a besoin d'avoir la possibilité de calibrer les classifications visuelles par des vérifications de leurs descriptions de terrain avec le résultat de essais en laboratoire ;
 - les investigations destructives concernant les digues sont parfois peu profondes et comprennent un prélèvement continu d'échantillons, alors que la plus grande variabilité des propriétés du sol intervient généralement à faible profondeur. Par conséquent, l'enregistrement nécessite le maximum de temps là où le personnel en a moins en raison de la fréquence et de la variabilité des échantillons recueillis au début de la reconnaissance, augmentant le risque d'erreurs et d'omissions d'information ;
- **questions contractuelles et techniques :**
 - les prestataires chargés des investigations sont fréquemment rémunérés en fonction de la longueur de forage effectué. Cela peut encourager des exagérations sur les profondeurs de sondage plutôt que la collecte d'échantillons et la réalisation d'essais *in situ* de bonne qualité ;
 - lorsque les échantillons ne sont pas récupérés, les observations de forage peuvent apporter les seules indications concernant les types de matériaux ayant été traversés. Il peut être difficile de noter la nature des échantillons tout en suivant la réalisation du sondage (observation de perte de fluide de forage, difficulté de forage, changement soudain de vitesse d'avancement) ;
 - les détails fins de sol, comme la stratification, sont difficiles à préserver et peuvent facilement être perdus ou détruits lors du traitement des échantillons. S'ils ne sont pas décrits sur le terrain lorsqu'ils sont collectés, ces détails peuvent ensuite être perdus et ne pas figurer dans les données enregistrées ;
 - les descriptions de terrain figurant dans les enregistrements doivent être mises à jour avec des données réelles de dimension et de résistance obtenues en laboratoire, lorsqu'elles sont disponibles ;
 - la comparaison des descriptions de terrain avec les classifications de laboratoire peut être utilisée pour identifier des erreurs des équipes de terrain. Une tendance classique est de surestimer la fraction des particules fines et de sous-estimer la fraction grossière. Mais cela varie d'une personne à l'autre.

Formats de compte rendu des données

L'information incluse dans les enregistrements de terrain, de même que les résultats des essais en laboratoire et des essais *in situ*, sont généralement transmis sous forme papier et/ou électronique, accompagnés des métadonnées correspondantes. Les données fournies pour renseigner les champs des enregistrements de terrain sont le plus souvent utilisées pour produire des données électroniques. Il est préférable qu'une seule et même personne soit responsable des enregistrements de terrain et du compte rendu des données. Cela peut améliorer la qualité des entrées de données et réduire les erreurs de transcription. Si quelqu'un d'autre transcrit les données des enregistrements de terrain, il faut alors que cette personne connaisse les investigations, de manière à pouvoir comprendre et interpréter les notes des enregistrements. Les comptes rendus de données peuvent être rédigés dans un format national reconnu et accompagné de métadonnées détaillant le format dans lequel les données sont présentées, fournissant des informations sur le projet et indiquant les versions et dates relatives aux données. Les livrables papiers doivent inclure une information comparable de même nature. Certains des avantages et des inconvénients des formats de comptes rendus des données sont présentés au niveau du tableau 7.11.

Tableau 7.11 Avantages et inconvénients des formats de comptes rendus de données au moment de l'interprétation

Avantages	Inconvénients
Papier	
<ul style="list-style-type: none"> une feuille d'enregistrement ou de résultats d'essai est plus lisible et donne une meilleure connaissance des données lorsqu'on doit passer en revue ou interpréter l'information ; le processus de transcription des données de la forme papier à la forme électronique favorise une assimilation mentale des données par les personnes qui en sont chargées. 	<ul style="list-style-type: none"> le potentiel de transcription d'erreurs du format papier au format électronique lors de la production des graphiques ou des profils ; un temps d'interprétation plus important.
Données électroniques	
<ul style="list-style-type: none"> les données reçues peuvent être filtrées par rapport à leur format et à des erreurs importantes au niveau des valeurs rapportées ; la base de données peut faire l'objet de recherches en vue de générer des graphiques, des coupes transversales ou des modèles 3D du terrain ; la base de données apporte un stockage à long terme des données, sous réserve que le support de stockage soit mis à jour et que les métadonnées soient conservées. 	<ul style="list-style-type: none"> peuvent ne pas être disponibles à temps pour une utilisation dans la conception ; un plan fiable de gestion des données et d'assurance qualité est nécessaire pour s'assurer que les données utilisées sont mises à jour et correctes ; les enregistrements de terrain d'origine doivent être conservés ; l'utilisateur peut se sentir sans lien avec les données.

Des feuilles de calcul sont souvent la méthode la plus simple pour manipuler ou migrer des données entre des plateformes logicielles. Toutefois, les feuilles de calcul n'ont pas la fiabilité d'une base de données pour le stockage à long terme des données, ni pour garantir la sécurité des données. Une base de données assure l'intégrité des données et permet d'éviter une erreur d'utilisateur en empêchant un effacement accidentel ou une réécriture des enregistrements.

Visualisation des données

L'objectif fondamental est de superposer, d'intégrer et de synthétiser les différents types de données dans des représentations exhaustives présentant au concepteur les principales conditions de sous-sol. Il convient d'être vigilant sur l'intégration de données discrètes - provenant d'investigations destructives recueillies dans un nombre limité de lieux et profondeurs (telles que les valeurs N de sondages au SPT) - avec des variables continues de surface (données géophysiques) ou de profondeur (sondage au pénétromètre) en vue d'en réaliser une interprétation tri-dimensionnelle. Certaines autres considérations relatives à l'élaboration des visualisations 3D et à des présentations de graphiques élaborés à partir de données numériques sont présentées au niveau du tableau 7.12.

Alors que les digues sont des structures linéaires, il est considéré comme une bonne pratique, recommandée par les règlements et normes de nombreux pays, d'entreprendre des investigations, pour définir le profil du terrain, non seulement le long de l'axe de la digue (profil en long), mais également selon des coupes transversales (cf. section 7.9.7.2). De nombreux logiciels utilisés pour réaliser des coupes

sont également en mesure de créer des représentations et des visualisations en trois dimensions (coupe irrégulière reliant les points d'investigation). Les représentations 3D peuvent être particulièrement utiles pour des digues dont il a été montré qu'elles peuvent se trouver sur des dépôts très variables, de nature alluvionnaire ou côtière, pouvant évoluer ou disparaître sur de courtes distances. Les valeurs des données numériques, telles que la résistance de la pointe ou les valeurs de N obtenues par sondages au pénétromètre, peuvent également être visualisées et représentées par des courbes de niveaux en 3D.

Tableau 7.12 Éléments à prendre en considération lors d'une représentation visuelle des données

Forme de visualisation	Éléments à prendre en considération
Coupes 2D et modèles de terrain 3D	<p>Décider si les unités de sol sont continues ou discontinues entre les points d'investigation :</p> <ul style="list-style-type: none"> l'unité peut être continue en plan, mais il peut se trouver des zones localisées (« fenêtres » où elle est absente (non déposée ou érodée par la suite). Sur une coupe 2D simple, l'unité peut apparaître discontinue. <p>Décider si les horizons sont une unité collective ou s'ils doivent être divisés en unités distinctes :</p> <ul style="list-style-type: none"> les unités distinctes ayant la plus haute perméabilité peuvent être divisées et maintenues au sein d'une séquence stratigraphique, particulièrement si elles sont recouvertes par des matériaux de beaucoup plus faible perméabilité. Toutefois, lorsqu'on travaille à une plus grande échelle, comme c'est le cas pour un modèle régional d'eau souterraine, il peut être utile de regrouper les unités en une seule lorsqu'une perméabilité moyenne peut être représentative de l'unité composite. <p>Interpolation des limites d'unités</p> <ul style="list-style-type: none"> l'interpolation peut être plus difficile lorsqu'il existe une plus grande variabilité des unités et davantage d'incertitudes. Le jugement doit être basé sur une compréhension de la géologie. Il est préférable de relier les points de données connues par des lignes droites, sauf s'il existe des raisons de ne pas le faire en raison d'autres informations, apportées par exemple par la géophysique. Toutefois, l'interprétation en ligne droite peut mal représenter d'autres données qui sont visibles en 3D, mais n'apparaissent pas dans une simple coupe 2D. Toute limite d'unité doit respecter et correspondre aux données. Introduire des points factices ou utiliser des algorithmes mathématiques pour lisser les limites d'unités ne doit être effectué qu'avec la plus grande précaution, lorsque cela est justifié par la géologie du site ; la visualisation en 3D des données peut être extrêmement informative, particulièrement au niveau d'environnements complexes de dépôts géologiques où des changements interviennent rapidement, aussi bien latéralement que verticalement, puisque cette visualisation peut permettre d'identifier des structures qui ne seraient pas apparentes sur une simple coupe en 2D. Toutefois, développer un modèle en 3D demande une certaine quantité de données. Cela signifie qu'une zone de géologie potentiellement complexe nécessite de faire au plus tôt l'objet d'une reconnaissance lors des investigations, de manière à ce que suffisamment d'explorations soient engagées pour développer un modèle 3D.
Représentation graphique des données numériques	<p>Choix de l'échelle et représentation des données de terrain :</p> <ul style="list-style-type: none"> conserver la même échelle lorsque cela est possible, de façon à permettre une comparaison visuelle directe d'ensembles de données communes ; l'intégration des données peut être facilitée en représentant graphiquement des ensembles de données simples ou multiples relativement à la profondeur sous la surface du sol, la profondeur sous la couche supérieure et la hauteur au niveau de l'axe vertical, de façon à évaluer l'approche permettant la meilleure corrélation.

Préparation d'un rapport

À l'issue d'une investigation, il existe généralement un rapport complet, documentant le travail de terrain effectué ainsi que les caractéristiques des matériaux de sous-sol rencontrés. Ce rapport comprend typiquement du texte, des tableaux, des graphiques, des figures et des coupes. La structure habituelle d'un rapport géotechnique est synthétisée au niveau du tableau 7.13.

Les investigations peuvent avoir inclus des éléments pour rechercher la concentration de contaminants, des restes archéologiques ou des munitions non explosées. La documentation de ces éléments peut être incluse dans le rapport, et les principes énoncés au niveau du tableau 7.13 peuvent s'appliquer, même si le conseil d'un spécialiste est à rechercher.

Tableau 7.13 Structure habituelle du contenu d'un rapport géotechnique

Titre de section	Contenu
Buts et limitations du rapport	<ul style="list-style-type: none"> objectif du rapport ; utilisation prévue du rapport ainsi que limitations de responsabilité.
Introduction	<ul style="list-style-type: none"> emplacement du site, implantation, géologie.
Objectif des investigations	<ul style="list-style-type: none"> motif de l'investigation : <ul style="list-style-type: none"> phase – reconnaissance, faisabilité, conception (nouvelles digues) ; évaluation d'état (digues existantes) ; modification/amélioration (digues existantes).
Méthodes d'investigation	<ul style="list-style-type: none"> établissement des séquences du travail de terrain ; périmètre des investigations non destructives et destructives, y compris l'équipement utilisé ; fréquence de prélèvement des échantillons ; méthodes et fréquence des essais <i>in situ</i> ; essais en laboratoire et quantités ; instrumentation et installation pour les enregistrements.
Écarts du périmètre de travail prévu	<ul style="list-style-type: none"> raisons des écarts.
Interprétation des conditions de sous-sol	<ul style="list-style-type: none"> couches et unités rencontrées : description des matériaux, répartition et épaisseur ; intervalles de valeurs et valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques de chaque unité ; validation des paramètres géotechniques à travers des corrélations empiriques ; corrélations spécifiques sur le site entre les données de terrain et celles de laboratoire ou d'autres données de terrain ; interprétation des données produites par l'instrumentation ainsi que comparaison avec les performances calculées. Modifications des paramètres géotechniques basés sur une analyse <i>a posteriori</i> des données fournies par l'instrumentation, si cela est nécessaire ; observation de l'eau souterraine et du régime d'écoulement existant.
Autres caractéristiques	<ul style="list-style-type: none"> sismicité – accélérations maximales du sol et fréquence de retour.
Conclusions	<ul style="list-style-type: none"> mise à jour du MCS énoncé des conclusions et des incertitudes inhérentes à la conception.
Figures	<p>Vues en plan :</p> <ul style="list-style-type: none"> montrer l'ensemble des emplacements des investigations destructives et non destructives, ainsi que des instrumentations, de même que les tracés de digue et les fonds de carte montrer d'autres informations : <ul style="list-style-type: none"> géologie superficielle ; résultats de la géophysique de surface ; caractéristiques de surface et du sous-sol par LiDAR et photographies aériennes ; courbes de niveau de la surface de l'eau souterraine ; emplacements des coupes transversales ; <p>Coupes verticales à travers le sous-sol montrant :</p> <ul style="list-style-type: none"> le profil de terrain le long de l'alignement de la crête de la digue ; des profils supplémentaires parallèles à la digue ; des coupes en travers de la digue, du côté eau au côté terre ; coupe oblique par rapport à la digue (non perpendiculaire à l'alignement de la digue) ; une information utile pouvant être fournie (légende) ; une visualisation des champs de données le long de l'enregistrement (notamment valeurs N obtenues au pénétromètre ou résistance au cisaillement) ; sélection des champs de données pertinents pour les questions liées au projet ; détails d'installation (cotes de l'extrémité supérieure du piézomètre et de la lanterne - zone de mesure -) ; profondeur à laquelle l'eau a été rencontrée pour la première fois et fréquence de lecture de niveau d'eau ; <p>Modèles de terrain 3D :</p> <ul style="list-style-type: none"> représentations obliques du modèle, s'il a été développé et s'il y a lieu ; <p>Données numériques :</p> <ul style="list-style-type: none"> représentation graphique des données d'évaluation des paramètres géotechniques ; représentation graphique des données et évaluation des données produites par l'instrumentation.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Titre de section	Contenu
Références	<ul style="list-style-type: none"> • les normes utilisées • les corrélations empiriques publiées
Annexes	<ul style="list-style-type: none"> • les résultats d'investigations destructives, y compris les enregistrements de forage de reconnaissance, le résultat d'essais <i>in situ</i> ou en laboratoire, ainsi que les données produites par l'instrumentation • le résultat des investigations non destructives, y compris leur interprétation par des spécialistes • d'autres rapports séparés.

Des sources d'information complémentaires en lien avec les thèmes examinés à la section 7.1 sont présentées dans l'encadré ci-après.

Pour aller plus loin

Il existe un certain nombre de livres et de publications qui apportent des informations complémentaires utiles :

- Steeds, J E, Slade, H J et Reed, W M (2000) *Technical aspects of site investigation*
- BRE (1987) *Site investigation for low-rise building desk studies*
- BS 5930:1999+A2:2010 *Code of practice for site investigations*
- Dumbleton et West (1976) *Preliminary sources of information for site investigations in Britain* Weltman et Head (1983) *Site investigation manual*

Il n'existe pas d'exigences spécifiques pour entreprendre une étude documentaire distincte destinée aux investigations hydrologiques, hydrauliques, morphologiques, sédimentologiques voire morphodynamiques, mais différentes recommandations décrivent les types et sources de données qui doivent être définis et documentés au cours du processus de caractérisation.

- USACE (1995a) :
 - Le chapitre 1, section 7 indique les études nécessaires lors d'un travail visant à réduire les dégâts liés aux inondations ;
 - Le chapitre 2 énumère des exigences générales en matière d'ingénierie hydrologique dans le cadre d'un travail de caractérisation et de conception ;
 - Le chapitre 7 traite spécifiquement des exigences liées à la conception et à l'analyse concernant les digues et comprend des dispositions relatives au drainage interne.
- USACE (1995b) :
 - cette disposition réglementaire décrit la procédure et la démarche pour conduire des investigations en lien avec la sédimentation, en appui d'une analyse hydrologique et de la conception hydraulique de projets de génie civil, dont les digues
- USACE (1994a) :
 - Le chapitre 1, section 7 décrit une approche systématique pour évaluer la stabilité de chenal lors de projets de protection contre les inondations, dont les digues ;
 - Le chapitre 2 indique les principes destinés à évaluer les caractéristiques des chenaux, ainsi que ceux destinés à identifier des problèmes potentiels de stabilité ;
 - Le chapitre 4 apporte de l'information sur les sources potentielles de données et sur la manière de regrouper l'information concernant un site en fonction des besoins d'évaluation des conditions de site.
- USACE (1989) :
 - décrit les données nécessaires à la conduite des investigations de sédimentation au niveau des rivières ;
 - Le chapitre 1 met en valeur le besoin et le niveau de détail nécessaires lors des investigations ;
 - Le chapitre 2 définit les besoins de comptes rendus correspondant à différentes phases d'étude correspondant aux documents de conception.
- Biedenham *et al.* (1997) :
 - identifie des données spécifiques nécessaires pour conduire l'étude géomorphologique d'un système de cours d'eau et formule des recommandations concernant la documentation des données et leur interprétation.
- Sayers *et al.* (2003) :
 - apporte un cadre, des conseils et des outils en appui d'une gestion des données orientée vers un objectif en matière de protection contre les inondations. Il donne en particulier une information sur la manière de mettre en place des objectifs et des données de conception, concernant l'évaluation de l'utilité de données disponibles ainsi que concernant l'utilité de recueillir des données supplémentaires.

7.2 EFFETS LIÉS À LA MORPHOLOGIE, L'HYDRAULIQUE ET AUX AUTRES ACTIONS NATURELLES SUR LES DIGUES

Les contraintes hydrauliques sont fonction de la nature et du profil de la surface sur laquelle s'écoule l'eau, ainsi que des forces à l'origine de ce mouvement. Le premier paramètre est déterminé par la bathymétrie et le second est fonction de la cote, des précipitations, du ruissellement, des marées, du vent, ainsi que d'autres facteurs. Comme la conception d'une digue est basée sur la garantie d'une protection standard contre un événement prévu dans l'avenir, les effets du temps (changement de morphologie) sur la bathymétrie, la topographie et les facteurs à l'origine du mouvement de l'eau doivent être pris en compte.

L'objet des sections 7.3 à 7.5 est de fournir une information relative à la morphologie, à l'hydrologie, à l'hydraulique, aux vagues et à la sédimentation nécessaire pour identifier les contraintes hydrauliques exercées sur une digue d'un système de protection de cours d'eau, côtier ou estuarien (à noter que le guide ne cherche pas à traiter de ces aspects dans leur intégralité, et, lorsque cela est nécessaire, le lecteur est renvoyé vers les nombreux ouvrages dédiés à ces sujets). Dans tous les cas, l'évaluation des contraintes hydrauliques au niveau de ces sections s'intéresse **au niveau de l'eau au repos, de même qu'aux vagues ou aux courants présents à proximité immédiate du côté eau de la digue.**

Les sections 7.3 à 7.5 servent de référence générale pouvant être utilisée en fonction des besoins, en association avec les outils du chapitre 8, en appui de l'évaluation des conditions des digues existantes (cf. chapitre 5) ou de la conception de travaux d'amélioration ou de la conception de nouvelles digues (cf. chapitre 9). Il est recommandé que les spécialistes de ces différentes disciplines soient associés pour la conduite des investigations et des analyses de terrain nécessaires, avec une coordination par la personne chargée de la conception des investigations.

Le graphique de la figure 7.8 présente la structure générale et le contenu des sections 7.3 à 7.5. Les phénomènes physiques (cf. tableau 7.14) sont examinés dans le domaine où ils sont prédominants :

- impacts hydrologiques et morphologiques sur les hauteurs d'eau, les écoulements et les vitesses aux abords des digues de cours d'eau (cf. section 7.3) ;
- impacts astronomiques, météorologiques, sismiques et morphologiques sur les hauteurs d'eau et les vagues des digues côtières (cf. section 7.4) ;
- effets combinés au niveau des digues estuariennes (cf. section 7.5).

Avertissement

Les éléments hydrauliques et morphologiques examinés dans les sections suivantes du présent guide ne doivent pas être considérés de manière isolée. Par exemple, il existe de nombreux environnements où :

- l'action des vagues est importante ailleurs que sur la côte (cf. section 7.4) ;
- l'action du courant est importante ailleurs que dans les cours d'eau (cf. section 7.3).

Chaque situation doit correspondre à une analyse conceptuelle des processus physiques et de leurs interactions, de façon à évaluer quels effets sont les plus significatifs (cf. section 7.2.1).

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

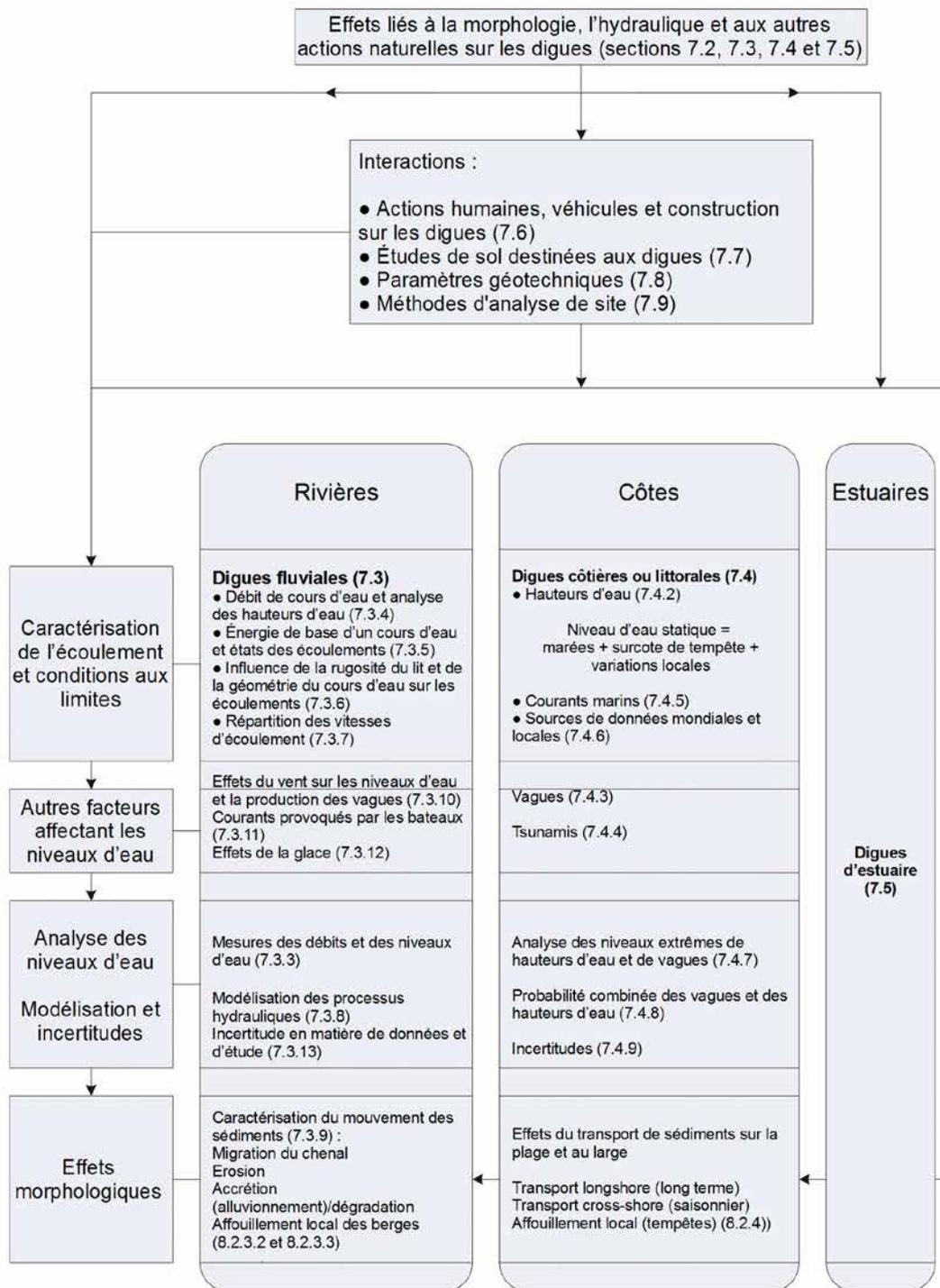


Figure 7.8 Structure et contenu de la section 7.2 et interaction avec les autres sections

Tableau 7.14 Facteurs d'influences et interactions devant être prises en compte lors de la quantification des sollicitations hydrauliques agissant sur les digues

Catégorie/ environnement de la digue	Facteurs d'influences	interactions
Cours d'eau	Hydrologie du bassin	<ul style="list-style-type: none"> forme du bassin et orientation par rapport aux caractéristiques climatiques ; quantité et forme des précipitations (pluie par rapport à neige ou glace) ; topographie et caractéristiques du sol ; couverture végétale dominante ; densité du réseau hydrographique ; zone climatique (tropicale par rapport à désertique).
	Hydrodynamique du chenal et de la plaine inondable	<ul style="list-style-type: none"> nature de la bordure du chenal ; présence de végétation, irrégularité ; empiètement des infrastructures et/ou des ouvrages de contrôle des écoulements ; relations hauteurs d'eau – débits ; irrégularités au niveau des limites d'écoulement ; caractéristiques de la plaine inondable – parties basses (faible gradient) par rapport à parties hautes (fort gradient) ; coïncidence d'événements climatiques exceptionnels ; orientation et association des hydrogrammes d'écoulement au sein du système hydrographique.
	Morphologie	<ul style="list-style-type: none"> mobilité et transport des sédiments ; tendance des évolutions en largeur et en profondeur ; débits et seuils ; pente longitudinale ; sinuosité du chenal et changement au cours du temps ; type de chenal ; état d'équilibre du système ; sources de sédiments et énergie du système pour transporter les matériaux ; changement d'origine anthropique.
Zones côtières et d'estuaire	Marées astronomiques	<ul style="list-style-type: none"> niveaux et horaires des marées sont généralement prévisibles.
	Bathymétrie, morphologie et relief	<ul style="list-style-type: none"> bathymétrie, topographie et irrégularité du lit (végétation) influencent l'hydrodynamique ; le transport des sédiments est induit par les vagues et les courants (à travers et le long de la côte) ; vagues et courants modifient la bathymétrie au cours du temps, qui influence à son tour les vagues et courants ; les dépôts dans le lit ou l'estran et la composition des matériaux affectent le comportement (taille moyenne des grains, classement, stratification, cohésion) ; érosion du parement côté terre de la digue en raison d'un débordement par les vagues ou la hauteur d'eau.
	Hydrodynamique	<ul style="list-style-type: none"> vagues produites par le vent ; courants produits par les vagues, le vent et les marées le long ou en travers de la côte ; niveaux d'eau produits par la combinaison des effets du vent, des vagues et des marées ; débordement potentiel des digues en raison des vagues ou des niveaux d'eau ; étude climatique des tempêtes (tropicales ou autres) ; certaines régions enregistrent des tsunamis ; le changement climatique (hausse du niveau de la mer et modification du régime des tempêtes).

7.2.1 Interaction entre les digues et les processus environnementaux

Comme illustré à la figure 7.8, un grand nombre d'interactions potentielles entre la topographie, la bathymétrie, la morphologie et les actions hydrauliques (cf. tableau 7.14) doivent être prises en considération dans un processus d'évaluation ou de conception.

Les paramètres hydrauliques résultent principalement de processus naturels, mais peuvent être influencés par la présence des digues et d'autres ouvrages. Par exemple :

- dans un système fluvial, l'eau peut déjà être confinée par un système existant de digues et d'ouvrages qui influencent l'hydraulique et la morphologie ;
- dans un système côtier, l'interaction des vagues et des courants avec les ouvrages influence la morphologie, qui à son tour, par modification de la bathymétrie, peut affecter l'importance et la direction des vagues incidentes au niveau des digues.

La figure 7.9 présente la manière dont, dans le domaine fluvial, un développement de chenal peut être affecté par une interaction entre quatre éléments principaux : hydrologie, morphologie, sédimentation et hydraulique.

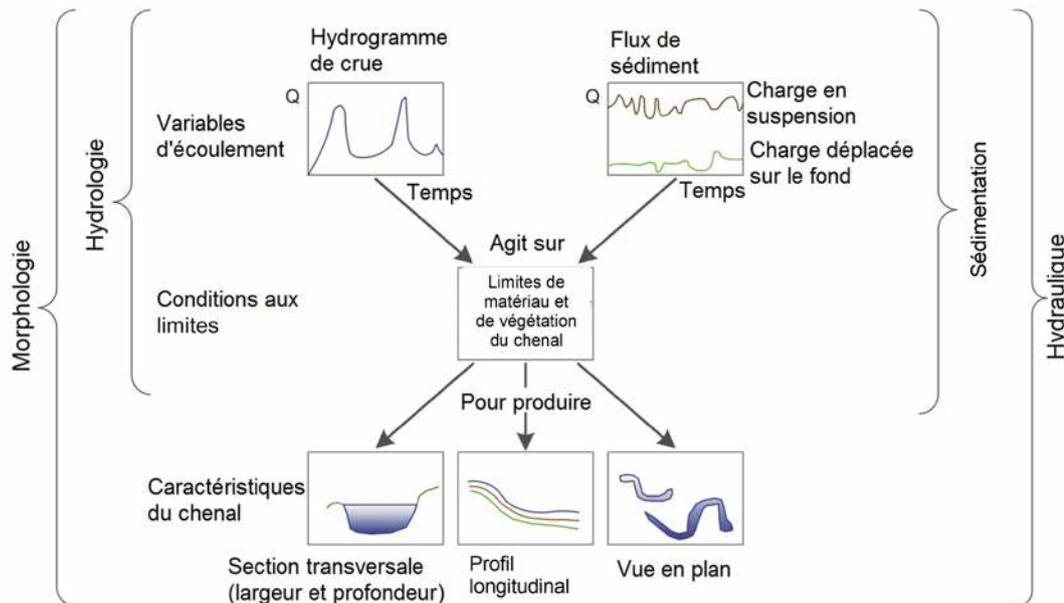


Figure 7.9 Interactions entre les variables affectant la formation et la réponse de chenaux de cours d'eau

Les digues elles-mêmes modifient et interagissent aussi avec la morphologie et l'hydraulique, ce qui peut être maîtrisé par la conception de la digue, comme évoqué aux sections 9.2.3 et 9.4.1. L'ajout de digues, dans une plaine inondable d'un cours d'eau ou autour de zones côtières, peut modifier l'équilibre délicat entre ces interactions. Les outils de quantification de l'interaction de la digue avec les sollicitations hydrauliques sont présentés au chapitre 8.

7.2.2 Influence du changement saisonnier et des événements extrêmes

Bathymétrie, morphologie, hydraulique, topographie et/ou survenue de conditions météorologiques extrêmes sont toutes des facteurs influençant la charge hydraulique.

Au niveau des cours d'eau, la cote du lit et sa variabilité jouent un rôle déterminant sur la cote de la surface de l'eau et le comportement du cours d'eau au fil du temps. Au niveau des sites côtiers, la profondeur de l'eau et la pente de l'estran peuvent contrôler la hauteur des vagues. Comme un cours d'eau et les courants proches de la côte peuvent produire des changements continus de la cote du lit, il est souvent nécessaire de prendre en compte les cotes bathymétriques obtenues à différentes périodes (en fonction des saisons ou sur plusieurs décennies). Parmi les conditions habituelles provoquant un changement saisonnier, on peut citer :

- les cours d'eau :
 - saison des crues et saisons sèches ;
 - période de végétation (changement de la végétation et par conséquent de la rugosité) ;

- les côtes, y compris les estuaires :
 - moussons et El Niño/La Niña - oscillation australe ;
 - caractéristiques des tempêtes d'hiver ou d'été ;
 - cyclones tropicaux ou autres – ouragans, typhons ou tempêtes ;
 - hauteurs d'eau saisonnières – Grands Lacs d'Amérique du Nord.

7.2.3 Influence des changements de long-terme

En plus des processus morphologiques, il convient de prendre en compte d'autres facteurs pouvant contribuer à un changement à long terme, comme le changement climatique ou des facteurs géologiques à grande échelle, à la fois naturels et d'origine humaine, tels que présentés au chapitre 2 et à la section 9.5. La liste suivante, qui n'est pas exhaustive, fournit des exemples de cas où ces processus ont affecté des digues ou de zones où une protection contre les inondations pourrait devenir nécessaire dans l'avenir :

- tassement/compactage de sédiments deltaïques (par exemple Louisiane du Sud ou Bangladesh) ;
- un manque d'entrée de nouveaux sédiments dans le système en raison d'un détournement de rivière, de changements d'occupation du sol sur les terrains situés en amont, d'une urbanisation ou d'un dragage (par exemple au niveau du delta du fleuve Mississippi ou du delta du Nil) ;
- le pompage d'eau souterraine ou l'extraction d'hydrocarbures conduisant à un tassement (par exemple au niveau de la baie de Galveston, de la côte ouest des États-Unis, de la baie de Manille, de Rangoun ou de la baie de Tokyo) ;
- une hausse du niveau de la mer (par exemple au niveau de la côte est des États-Unis ou des îles de l'Ouest Pacifique) – cf. encadré 7.5 ;
- des changements ou des migrations d'estuaire (par exemple au niveau du fleuve Mississippi).

Encadré 7.5 Évolution du niveau de la mer et ses impacts

Les mesures de long terme du niveau moyen de la mer (NMM) indiquent un rythme d'élévation de 1 à 2 millimètres par an au cours du siècle dernier. Le consensus actuel est que le rythme de hausse augmentera probablement jusqu'à environ 5 millimètres par an, avec certaines variations régionales, bien qu'il n'y ait pas encore d'indication que cette accélération ait déjà commencé.

Le NMM peut changer par rapport au niveau de la terre, et un NMM relatif peut être défini comme la différence entre des changements locaux d'élévation de la terre et des changements mondiaux de niveau de la mer. Ces changements résultent d'un ensemble de processus, certains d'entre eux se produisant simultanément. Les six processus suivants peuvent contribuer à un changement de long terme du NMM relatif. Toutefois, l'ensemble des processus ne concerne pas forcément l'ensemble des régions du globe terrestre :

- élévation eustatique produite par la fonte des couches de glace ou des glaciers recouvrant la terre, ou par un changement mondial de niveau des océans en raison de l'expansion de l'eau océanique proche de la surface suite au réchauffement global des océans ;
- subsidence de la croûte terrestre, soulèvement ou enfoncement d'origine tectonique de la croûte terrestre. Ces changements peuvent résulter d'un soulèvement ou d'un refroidissement des ceintures côtières, de charges sédimentaires et de consolidation ou d'une subsidence en raison d'une surcharge provoquée par une éruption volcanique ;
- subsidence sismique provoquée par la venue soudaine et irrégulière de tremblements de terre ;
- auto-subsidence en raison d'un compactage ou d'une consolidation de sédiments sous-jacents mous tels que de la boue ou de la tourbe ;
- des fluctuations climatiques peuvent également provoquer des changements de niveau de la mer. Par exemple, des changements de surface produits par El Niño en raison de changements de la taille et de l'emplacement des cellules de haute pression ;
- une élévation du niveau de la mer provoquée par un changement climatique.

La prise en compte de l'impact d'un changement climatique et d'autres évolutions de long terme doivent s'appuyer sur les données et documents spécifiques du lieu.

Les hausses du NMM peuvent probablement provoquer une élévation associée de l'ensemble des autres niveaux de l'eau, y compris ses niveaux extrêmes. Dans de nombreux cas, l'élévation du niveau de la mer peut devenir un problème, particulièrement si la hauteur des vagues, limitée par la profondeur, augmente en raison de niveaux plus importants de l'eau. Une élévation du niveau de la mer augmente par conséquent l'attaque des vagues au niveau des digues côtières. (CIRIA, CUR, Cerema, 2007).

7.2.4 Actions d'autres processus naturels

Les actions de processus naturels, autres que les charges hydrauliques directes, peuvent être subdivisées comme indiqué au niveau du tableau 7.15. Les points spécifiques suivants doivent être notés :

- on fait normalement l'hypothèse que les mouvements sismiques n'agissent pas en même temps que les forces hydrauliques, sauf si la digue fait fonction de manière permanente de retenue d'une masse d'eau, puisque la probabilité d'une survenance simultanée d'une crue importante et d'un fort tremblement de terre est très faible. Toutefois, ce risque doit être évalué au cas par cas pour chaque site. L'ensemble des autres actions doit être considéré en association avec la charge hydraulique imposée ;
- l'impact du changement climatique sur les actions directes, telles que les charges hydrauliques, est examiné de manière synthétique au niveau des sections 7.3, 7.4 et 7.5, et la quantification d'effets indirects, tels que la dessiccation, est examinée aux sections 9.5 et 9.12.2 ;
- la gestion et la réduction de certaines influences biologiques sur les digues, telles que la croissance d'arbres, le pâturage ou l'action d'animaux fouisseurs sont examinées au chapitre 4 et à la section 9.12.3 ;
- les actions de processus internes (détériorations) sont examinées au chapitre 8.

Tableau 7.15 Actions résultant de processus naturels externes autres qu'hydrauliques

Catégorie d'action	Type d'action	Propositions en matière d'hypothèses de conception, restriction opérationnelles ou mesures d'atténuation du risque
Sédiment déplacé par le vent	Étouffement de la végétation de surface	Pris en compte par des spécifications d'une végétation ou d'un revêtement adaptés sur la surface à protéger de la digue.
	Accumulations sur le sommet et sur les parties supérieures de la digue	Pour des sites vulnérables, il convient de prévoir une marge dans l'analyse de la stabilité. Indiquer ce qui a été prévu au niveau du projet, avec, si cela est nécessaire, des enlèvements réguliers des accumulations dans le cadre d'un programme d'entretien de routine.
Vent sur la végétation	Force de déstabilisation des talus	La force dépend de la vitesse du vent, du coefficient de résistance aérodynamique, C_d , et d'un facteur correspondant à la compensation d'une force supplémentaire due aux turbulences. Le coefficient de résistance des arbres dépend du type d'arbre, de la densité du feuillage et de la vitesse du vent (cf. encadré 7.6) La taille de la cavité formée lorsque la motte racinaire est arrachée du terrain varie d'une variété d'arbre à l'autre, ainsi qu'en fonction de la nature et des conditions hydriques du terrain. Mais pour les besoins de prévision, il est possible de prendre une largeur égale à cinq fois le diamètre du tronc et une profondeur de deux tiers du diamètre du tronc. Pour certaines variétés, sa forme sera plus aplatie qu'hémisphérique.
Sismicité	<p>Une secousse provoque :</p> <ul style="list-style-type: none"> • des contraintes inertielles verticales et horizontales plus importantes de la masse de remblais de la digue ; • la liquéfaction de sols meubles naturels saturés. <p>L'action de la sismicité varie beaucoup en fonction de la proximité d'une bordure de plaque tectonique et de l'épaisseur des dépôts de surface.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • la prévision des accélérations est normalement établie par des normes nationales (cf. encadré 7.7). De plus, dans certains pays, il existe des recommandations techniques nationales pouvant apporter une information utile à la caractérisation du site (cf. encadré 7.8 pour des détails concernant le Royaume-Uni) ; • la vulnérabilité aux dommages du fait des événements sismiques est caractérisée par les paramètres géotechniques du site (cf. section 7.8). Les outils pour réaliser cette évaluation sont présentés au chapitre 8.8 ; • dans certains cas, l'activité sismique est associée à une élévation ou un abaissement de la masse continentale. Cela conduit à une modification de l'hydraulique et de la morphologie de la zone, de même qu'à un effet direct sur le niveau d'intégrité et de revanche admissible pour la digue. Dans ces conditions, une réévaluation complète des caractéristiques du site est nécessaire ; • un tsunami peut être provoqué par une secousse sismique. Cela est examiné avec les charges hydrauliques à la section 7.4.4.

Catégorie d'action	Type d'action	Propositions en matière d'hypothèses de conception, restriction opérationnelles ou mesures d'atténuation du risque
Glace sur le cours d'eau	Elle augmente le niveau de l'eau en raison de retenues se formant en amont des ponts.	L'augmentation de la charge hydraulique est examinée à la section 7.3.12.
	Accumulation de glace du côté eau de la digue, provoquant des dégâts de type érosion externe, avec de la glace au-dessus du niveau d'eau prévu.	Des méthodes de conception sont indiquées par CIRIA, CUR, Cerema (2007).
	Charges horizontales sur les faces verticales, lorsque la glace se dilate en fondant.	La charge dépend à la fois de l'épaisseur de la glace (qui dépend du nombre de jours de gel) et de la vitesse de l'élévation de température lors de l'expansion (Icold, 1996 ; et USACE 2002).
Pluie	Elle sature la digue et réduit la force de cisaillement.	Induit une augmentation de la pression interstitielle en lien avec la contrainte effective lors de l'analyse de la stabilité de pente.
	Érosion de surface en raison de la concentration du ruissellement.	Fournir une protection de surface adaptée, et lorsqu'une imperméabilisation de la surface est indispensable, comme au niveau des ouvrages, il convient de s'assurer que le ruissellement ne se concentre pas à la surface de la digue.
Soleil	Assèchement et mort de la végétation de surface	Spécifier la végétation adaptée à la région climatique, ou si la végétation n'est pas appropriée, utiliser des graviers ou des galets. Cela doit prendre en compte un futur changement potentiel du climat.
	Dessiccation de matériaux utilisés pour créer la digue.	Utiliser une argile faiblement plastique et/ou des ruptures des chemins capillaires, renforçant ou améliorant ainsi la revanche (Frith <i>et al.</i> , 1997).
Changement climatique	Il peut affecter à la fois les paramètres hydrauliques et les paramètres climatiques locaux affectant l'ouvrage.	<ul style="list-style-type: none"> • impact sur les actions hydrauliques ; • conception pour évaluer les impacts potentiels sur le climat local (notamment pluie, soleil, vent).

Encadré 7.6

Évaluation de la force exercée par le vent sur un arbre

La pression (p) exercée sur un arbre peut être estimée à partir de :

$$p = 0.5 \rho_a TV^2 Cd \quad (7.1) \text{ (d'après Deltares, 2013)}$$

Où :

ρ_a = densité de l'air (kg/m^3)
(1.22 kg/m^3 à 20 °C et 1013 mb de pression)

T = facteur de turbulence

(d'après NEN 6702:2001, mais classiquement 2.5)

V = vitesse du vent (m/s)

Cd = coefficient de résistance sans dimension (pour des arbres sans feuilles, il peut être d'environ 0,2 à la couronne des arbres de bordure, réduisant jusqu'à environ 0,02 pour des arbres implantés plus profondément dans une zone boisée, lorsque la distance est de plus de trente fois la hauteur d'un arbre de bordure. En bordure ce coefficient augmente jusqu'à 0,6 si la couronne des arbres porte des feuilles. Une valeur de 1,2 peut être utilisée pour le tronc)

De cette façon, pour un arbre avec des feuilles soumis à un vent d'une vitesse de 21 m/s :

$$p_a = 0.5 \times 1.22 \times 2.5 \times 21^2 \times 0.6 = 404 \text{ kg/ms}^2 = 0.40 \text{ kN/m}^2$$

Pour un arbre présentant une couronne d'un diamètre de 5 m, cela donnerait une force de milieu de couronne de 7,8 kN. Coppin et Richards (2007) utilisent une équation similaire, mais sans facteur de turbulence.

Des calculs plus détaillés peuvent inclure des effets dynamiques, avec les conseils formulés à la section 3.2 de Wong *et al.* (2011).

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Encadré 7.7

Caractérisation des sites en matière de tremblements de terre – exemples de normes nationales**Europe**

BS EN 1998-1:2004 énonce les principes de la conception antisismique. La section 3 du chapitre 8 s'intéresse à la manière dont le site est caractérisé au niveau de terrains de types A à E, en lien avec la profondeur et le type des dépôts superficiels. L'accélération maximale au sol de référence est définie dans des annexes correspondant à chacun des pays membres.

États-Unis

L'Agence géologique des États-Unis (USGS) fournit une base de données et un calculateur des paramètres de mouvements de terrain destinés à estimer les valeurs de conception antisismique, à la fois pour les bâtiments et pour les ponts, pour un certain nombre de codes de construction américains et internationaux (USGS, 2013). Concernant les digues, la norme de conception correspondant à la probabilité annuelle de mouvements du sol est fonction de la catégorie de la digue et de l'organisme coordonnant la politique d'évaluation, généralement située entre 1 sur 100 et 1 sur 500 chances par an.

Encadré 7.8

Les recommandations nationales peuvent apporter des informations supplémentaires sur la caractérisation des sites en matière de tremblements de terre (exemple du Royaume-Uni)

Un guide d'ingénierie relatif au risque sismique concernant les barrages du Royaume-Uni (Charles, 1991) ainsi que sa note d'application (ICE, 1998) fournissent une information utile sur l'historique des tremblements de terre au Royaume-Uni, ainsi que sur les méthodes d'évaluation du pic de l'accélération au sol, en fonction de la probabilité annuelle d'occurrence au niveau de différentes régions du Royaume-Uni.

Pour aller plus loin

Des détails concernant l'hydrologie, l'hydraulique, les vagues, la sédimentation et la morphologie, en lien avec l'information de la section 7.2 peuvent être trouvés aux références suivantes :

Hydrologie

- Bedient *et al.* (2002), *Hydrology and floodplain analysis*
- Chow *et al.* (2013), *Applied hydrology*
- Maidment (1993), *Handbook of hydrology*

Hydraulique

- Chow (1959), *Open-channel hydraulics*
- Chadwick et Morfett (1998), *Hydraulics in civil and environmental engineering*
- Henderson (1966), *Open channel flow*

Vagues

- Abbott et Price (1994), *Coastal, estuarial and harbour engineers' reference book*
- Dean et Dalrymple (1991), *Water wave mechanics for engineers and scientists*
- Goda (1985), *Random seas and design of maritime structures*
- Herbich (éd.) (2000), *Handbook of coastal engineering*
- Holthuijsen (2007), *Waves in oceanic and coastal waters*
- Sorensen (1993), *Basic wave mechanics for coastal and ocean engineers*
- Pullen *et al.* (2007), *Euro top : Wave overtopping of sea defences and related structures : assessment manual*

Mécanique du transport des sédiments

- Graf (1984), *Hydraulics of sediment transport*
- Julien (2010), *Erosion and sedimentation*
- Simons and Senturk (1976), *Sediment transport technology*

Morphologie

- Horikawa (1988), *Nearshore dynamics and coastal processes : theory, measurement, and predictive models*
- Julien (2002), *River mechanics*
- Komar (1997), *Beach processes and sedimentation*
- Leopold *et al.* (1964), *Fluvial processes in geomorphology*
- Soulsby (1997), *Dynamics of marine sands*
- Thorne *et al.* (1997), *Applied fluvial geomorphology for river engineering and management*

7.3 MORPHOLOGIE ET PARAMÈTRES HYDRAULIQUES CONCERNANT LES DIGUES FLUVIALES

Le principal paramètre d'influence dans l'évaluation ou la conception de digues fluviales est le niveau d'eau. Les niveaux d'eau fixent les conditions dans lesquelles la digue fonctionne. Les niveaux d'eau sont un résultat direct des conditions hydrologiques et hydrauliques présentes au sein du bassin versant, ainsi que de leur interaction avec la géologie et les conditions aux limites.

Les charges hydrauliques indiquent les caractéristiques de l'écoulement, s'échelonnant d'événements de crues importantes et rares, à des écoulements quotidiens normaux. L'information de la présente section complète l'information présentée aux chapitres 2, 5, 8 et 9, et des références correspondant à des parties communes sont indiquées dans le texte. Il existe d'importants points de convergence entre la morphologie et l'hydraulique des cours d'eau, comme cela est indiqué sur la figure 7.10. Dans un sens, la morphologie correspond au cadre dans lequel le ruissellement du bassin versant forme le réseau hydrographique. Cela n'implique pas que le réseau soit statique, bien au contraire. L'interaction entre le ruissellement du bassin et la limite des chenaux est un processus en constante évolution. Le cours d'eau continue à s'adapter au fil du temps et la conception de la digue doit prendre ce facteur en considération.

L'évaluation de la conception d'une digue nécessite, tout au long de la vie du projet, une compréhension de la situation du moment en même temps que de la situation à venir. Les conditions hydrauliques (altitudes de la surface de l'eau et débits) et les conditions morphologiques doivent être analysées pour faire ressortir les points suivants :

- **situation actuelle en faisant abstraction des éléments du projet** : il s'agit du niveau de référence à partir duquel les options sont comparées ;
- **situation future en faisant abstraction des éléments du projet** : il s'agit du cadre permettant d'évaluer le changement prévu en l'absence de projet, et apporte une compréhension du risque par rapport auquel les options sont comparées ;
- **situation actuelle en prenant en compte les éléments du projet** : fournit les moyens de comparer le changement résultant des différentes options ou plans ;
- **situation future en prenant en compte les éléments du projet** : fournit les moyens d'évaluer la performance tout au long de la vie du projet.

L'évaluation de l'état des digues existantes doit aussi prendre en compte les changements passés et prévus de hausse de la surface de l'eau au cours du temps, compte tenu notamment du changement climatique ou d'autres facteurs régionaux ou mondiaux.

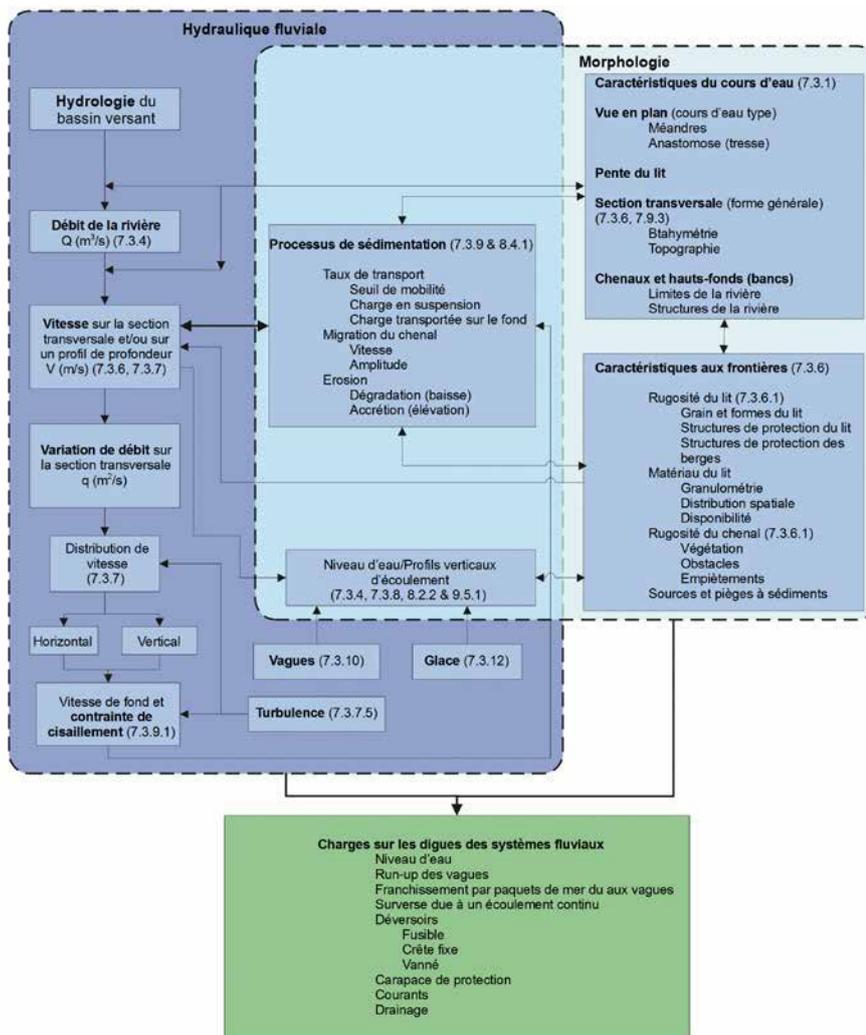


Figure 7.10 Sections correspondantes du guide relatives à l'analyse et à la conception, prenant en compte les courants ainsi que le débit des cours d'eau

7.3.1 Morphologie des cours d'eau

Les cours d'eau sont des systèmes dynamiques qui évoluent en réponse à la variation de paramètres hydrauliques. Même un seul événement de crue peut provoquer de grands ajustements, tels que l'érosion ou le remblaiement du lit du chenal, ainsi que les effets associés sur le niveau d'eau, l'élargissement ou le rétrécissement du chenal, la migration du chenal principal ou un changement de lit du cours d'eau. La compréhension de la morphologie du cours d'eau, les changements de forme en plan du cours d'eau ou de forme de sa section en travers, fournissent une base pour évaluer la mobilité d'un cours d'eau, pouvant affecter la stabilité ou la conception de la digue. De la même manière, l'impact possible des digues sur la mobilité des cours d'eau doit également être pris en compte. Les principaux processus morphologiques impactant les digues sont les suivants :

- **mouvements latéraux** : par exemple des changements de position de chenaux, le développement de méandres, le changement de lit ou le changement des caractéristiques d'écoulement ;
- **mouvements verticaux** : par exemple un abaissement ou une surélévation, une érosion en lien avec des événements de crue, une érosion locale, due à une courbe, une confluence ou une contraction, ou une évolution de la forme du lit.

Des digues peuvent modifier les conditions hydrauliques initiales et changer ainsi l'équilibre dynamique du cours d'eau. Par exemple, les digues qui protègent des zones au niveau d'une vallée de cours d'eau ou d'un lit majeur peuvent restreindre une partie de la zone d'écoulement naturel du cours d'eau (cf. figure 7.11). Le confinement d'un cours d'eau dans sa largeur a probablement une incidence sur le profil longitudinal de son lit, produisant des phénomènes d'érosion, tout en augmentant le niveau de l'eau (cf. section A sur la figure 7.11). Comme la plupart des systèmes de rivière présentant des digues sont caractérisés par des régimes fluviaux, la hausse des niveaux de l'eau peut se propager vers l'amont de la zone couverte par la digue (cf. section B sur la figure 7.11), pouvant provoquer une inondation des zones en amont. Les conditions hydrauliques au niveau de la partie aval d'une digue peuvent aussi devoir être adaptées et jouer un rôle important dans le changement de réponse morphologique du cours d'eau. On peut citer comme exemple extrême la situation où une réduction du gradient hydraulique en amont de la couverture d'une digue modifie le parcours d'un système de méandres pour donner naissance à un système anastomosé. Cela peut provoquer des changements rapides d'emplacement des chenaux au niveau du lit majeur. De tels changements peuvent conduire à des écoulements réorientés vers la digue ou le long de la base de la digue. Même si des évolutions radicales de réponse des chenaux ne sont pas anticipées, le chenal s'ajuste au nouvel état d'équilibre dynamique, reflétant les nouvelles conditions hydrauliques.

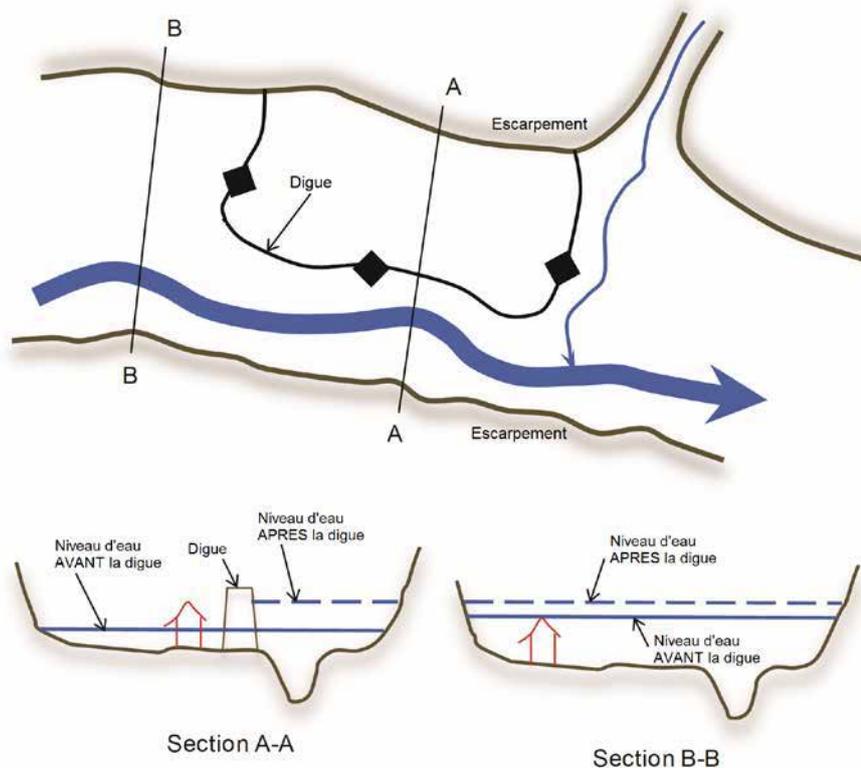


Figure 7.11 **Impacts de la digue sur les niveaux d'eau des cours d'eau**
(source : USACE)

Le développement d'un lit majeur avec des digues peut impliquer la rectification du cours d'eau en supprimant des courbes, en raccourcissant le parcours ou en accroissant la pente du chenal. Cela peut modifier les conditions de charge sédimentaire, résultant en une érosion du lit du chenal (cf. encadré 7.9). Même de petits changements du profil du chenal peuvent produire des changements significatifs au niveau du quasi-équilibre du système et dans la manière dont les sédiments sont transportés.

Le tableau 7.16 synthétise dix types différents de profils, les problèmes associés avec la forme du chenal, ainsi que l'effet potentiel que cela peut avoir sur une digue.

Tableau 7.16 **Certains types de chenaux de cours d'eau, leurs problèmes de stabilité, ainsi que les impacts potentiels sur les digues**
(d'après USACE 1994a)

Type de chenal	Caractéristiques types	Problèmes de stabilité	Impacts potentiels sur les digues ou menaces pour l'intégrité des digues
Torrents de montagne	<ul style="list-style-type: none"> • pentes raides ; • galets ; • chutes et cascades 	<ul style="list-style-type: none"> • érosion et dégradation du lit • potentiel d'écoulement d'embâcles 	<ul style="list-style-type: none"> • instabilité de berge, déplacements de la position des chenaux
Cônes alluviaux	<ul style="list-style-type: none"> • chenaux multiples ; • dépôts grossiers 	<ul style="list-style-type: none"> • déplacements soudains de chenaux ; • dépôt ; • érosion 	<ul style="list-style-type: none"> • changement rapide des niveaux d'eau, déplacement rapide de l'emplacement des chenaux, instabilité de berge, modifications de la direction des courants
Cours d'eau anastomosés	<ul style="list-style-type: none"> • chenaux entrelacés ; • sédiments grossiers (généralement) ; • importante charge du lit 	<ul style="list-style-type: none"> • déplacements fréquents de chenaux principaux ; • érosion et dépôt 	<ul style="list-style-type: none"> • instabilité de berge, déplacement rapide de l'emplacement des chenaux et des niveaux d'eau, modifications de la direction des courants
Oued	<ul style="list-style-type: none"> • écoulements peu fréquents ; • chenaux larges et plats ; • crues éclairs ; • forte charge sédimentaire 	<ul style="list-style-type: none"> • potentiel de changements rapides de forme en plan, de profil en long et de section en travers 	<ul style="list-style-type: none"> • instabilité de berge, changements rapides de caractéristiques des courants et des niveaux d'eau
Cours d'eau à méandres	<ul style="list-style-type: none"> • courbes alternées ; • pentes faibles ; • larges plaines inondables. 	<ul style="list-style-type: none"> • érosion de berge ; • migration de méandre ; • érosion et dépôt 	<ul style="list-style-type: none"> • instabilité de berge au niveau des courbes, changements graduels d'emplacements de chenaux et de caractéristiques de courants
Cours d'eau modifiés	<ul style="list-style-type: none"> • anciennement canalisé ; • niveaux de base modifiés 	<ul style="list-style-type: none"> • développement de méandres ; • érosion du lit et dépôt ; • érosion de berge 	<ul style="list-style-type: none"> • instabilité de berge, changements de niveaux d'eau
Cours d'eau régulés	<ul style="list-style-type: none"> • réservoirs amont ; • détournement de débit pour l'irrigation 	<ul style="list-style-type: none"> • activité réduite ; • érosion en aval des barrages ; • niveau de base abaissé pour les affluents ; • exhaussement au niveau de l'exutoire des affluents 	<ul style="list-style-type: none"> • changements des niveaux d'eau, exhaussement des berges, instabilité de berge
Deltas	<ul style="list-style-type: none"> • chenaux multiples ; • dépôts fins 	<ul style="list-style-type: none"> • déplacement de chenaux ; • dépôt et extension 	<ul style="list-style-type: none"> • changements des niveaux d'eau, changement graduel d'emplacements de chenaux, développement de chenaux secondaires, provoquant un dépôt
Cours d'eau à faible écoulement par rapport à leur environnement	<ul style="list-style-type: none"> • chenaux sinueux • faible pente 	<ul style="list-style-type: none"> • migration de méandres. 	<ul style="list-style-type: none"> • instabilité de berge
Chenaux dans des matériaux cohésifs	<ul style="list-style-type: none"> • forme du tracé irrégulière ou inhabituelle 	<ul style="list-style-type: none"> • variable 	<ul style="list-style-type: none"> • variable, mais réponse classiquement plus lente en raison des matériaux de bordure

Tableau 7.17 – d'après USACE(1994a), fournit une appréciation de la manière dont des mesures de protection peuvent avoir un impact sur la stabilité des cours d'eau, en fonction du type de chenal, tel que décrit au niveau du tableau 7.16.

Tableau 7.17 **Classement des mesures de contrôle concernant la stabilité des chenaux**
(d'après USACE 1994a)

Mesures de protection contre les inondations	Types de chenaux									
	Torrents de montagne	Cônes alluviaux	Cours d'eau anastomosés	Oueds	Cours d'eau à méandres	Cours d'eau modifiés	Cours d'eau régulés	Deltas	Faible écoulement pour l'environnement	Chenaux cohésifs
Digues établies au-delà de la ceinture des méandres des cours d'eau	1	2	2	1	1	1	1	2	1	1
Digues établies au sein de la ceinture des méandres des cours d'eau ou le long de la ligne de la berge	2	5	5	4	4	4	2	4	2	2
Chenal composé – passages à faible débit et remblais de crue	5	8	8	7	7	7	6	7	4	4
Élargissement significatif des chenaux	6	9	9	8	8	8	7	7	5	5
Élargissement et approfondissement significatif des chenaux	7	9	9	9	9	9	8	8	6	7
Élargissement, approfondissement et redressement significatif des chenaux	8	10	10	10	10	10	9	9	7	8
Chenal de déversement, de détournement ou de contournement	4	5	5	5	5	5	4	5	3	3

Note

Échelle de classement de la stabilité du chenal :

aucun impact de stabilité - 0

des impacts majeurs de stabilité - 10

7.3.1.1 Approche pour entreprendre l'étude morphologique d'un environnement fluvial

Une évaluation morphologique est essentielle pour établir le comportement d'un cours d'eau à un moment donné, ainsi que pour argumenter des prévisions dans le changement de comportement pouvant résulter de la construction de la digue (ou de modifications lorsque des digues existantes sont modifiées). Des évaluations morphologiques peuvent comprendre des estimations de la stabilité du système de courants, des changements pouvant intervenir au cours de la vie d'une digue après sa construction, de même que des prévisions des changements pouvant intervenir sans qu'une digue soit construite.

L'évaluation morphologique peut comprendre la revue des informations historiques, les informations actuelles recueillies sur le terrain (cf. section 7.1.4), ainsi que l'utilisation de modèles destinés à évaluer les points suivants :

- la forme en plan du chenal (largeur ainsi qu'apparence, emplacement, taille des bancs, îles, bassins, hauts fonds ou rapides) ;
- bathymétrie du chenal (données de section en travers ou information liée à l'intérieur du chenal) ;
- emplacement du chenal (stable, changeant, adoptant un nouveau lit ou migrant) ;
- affouillement de berge (élargissement ou migration de chenal en termes de vitesse d'élargissement ou de mouvement de berge, exprimée en mètres/an) ;
- élévation du lit (stabilité, creusement ou accumulation, y compris l'estimation des vitesses des changements exprimées en mètres/an) ;
- caractéristiques du lit majeur (notamment changements de végétation ou d'occupation du sol) ;
- matériaux du lit (tailles, volume et composition) ;

- obstructions à l'écoulement (notamment morceaux de bois, accumulation de morceaux de bois, ponts ou enrochements) ;
- modifications de chenaux (notamment exploitation de l'eau, exploitation minière ou digues) ;
- changements naturels du bassin versant (incendies, glissements de terrain ou déforestation) ;
- changements anthropogéniques (agriculture, pâturage, dragage, canalisation, rectification, ou traversées de ponts ou de routes) ;
- bilan sédimentaire (sources de sédiments, pièges et transport).

Le niveau de détails de l'évaluation et les phénomènes qui doivent être examinés dépendent des conditions particulières du cours d'eau et de la digue envisagée. Par exemple, un système présentant des masses importantes de débris de bois, qui pourraient être dirigés contre la digue au niveau d'un coude prononcé, demande une évaluation plus détaillée des phénomènes.

L'information relative à l'historique, comme des photographies aériennes ou des données topographiques, peut être utilisée pour déterminer la typologie du cours d'eau, son emplacement et sa largeur sur plusieurs dizaines d'années, renseignant sur la stabilité du chenal. Lorsqu'un ajustement limité est observé, les conditions futures du cours d'eau peuvent être estimées par simple extrapolation du passé et des vitesses actuelles de changement, sous réserve qu'aucun changement majeur n'intervienne au niveau du bassin versant ou du cours d'eau. Par exemple, une dégradation du chenal peut être déduite d'observations des niveaux du lit sur différents sites et à différents moments. Les vitesses d'érosion estimées à partir des données de l'historique peuvent alors être utilisées pour prévoir l'évolution à venir du niveau des lits. Toutefois, une digue au sein du chenal du cours d'eau peut modifier les conditions initiales du système, empêchant l'application de simples extrapolations de ce type.

L'absence de changement de tracé en plan ou des plaines inondables doit également être notée, particulièrement si d'importants événements de crues sont intervenus au cours de la période d'observation. S'il n'existe pas d'information concernant l'historique, des évaluations de terrain des anciens chenaux et de leurs sédiments, la présence de terrasses ou d'autres informations visibles dans le lit majeur peuvent apporter des informations sur le contexte passé concernant la vallée ou le cours d'eau.

L'information sur le contexte actuel doit être recueillie sur des zones s'étendant de l'aval à l'amont de la zone du projet, relativement aux différentes phases du projet. L'information présentée au tableau 7.18 est également jugée adaptée et applicable aux estuaires. La section 7.9 présente différentes méthodes de recueil des données nécessaires.

Tableau 7.18 **Recommandations pour le recueil de données morphologiques concernant les cours d'eau et estuaires**
(adapté de CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

Phase du projet	Données nécessaires
Reconnaissance	<ul style="list-style-type: none"> • géométrie du lit au niveau d'un estuaire – utilisation des cartes disponibles, des tableaux de navigation, et de sections en travers espacées de 1 à 5 kilomètres pour une étude générale ; • géométrie du lit au niveau d'un cours d'eau – sections en travers espacées de 5 à 10 kilomètres le long de la totalité du cours d'eau pour une étude générale, adaptée à sa longueur ; • photographies aériennes anciennes prises à différents moments, de manière à déterminer les caractéristiques et les dimensions générales ; • topographie – utilisation des cartes locales et à courbes de niveau disponibles, ainsi que des données d'altitude supplémentaires utilisant la photogrammétrie basse résolution ou l'imagerie satellite ; • estimation qualitative du bilan sédimentaire ; • limites des investigations s'étendant bien au-delà de la zone d'intérêt principale (amont et aval, en remontant le courant ou en le descendant) ; • occupation du sol ; • transport de débris ; • potentiel d'accumulation de glace ; • modifications imposées (caractéristiques d'ingénierie) ; • exploitation minière dans le cours d'eau ; • restrictions de zonage (ou leur absence).

Phase du projet	Données nécessaires
Faisabilité	<ul style="list-style-type: none"> géométrie du lit dans la totalité de l'estuaire – association de sections en travers espacées de 1 à 5 kilomètres pour une couverture générale, et de 10 à 100 mètres pour une vision détaillée ; géométrie du lit dans un cours d'eau – sections en travers espacées de 10 à 100 mètres pour une étude détaillée, adaptée à la longueur et à la largeur du cours d'eau ; géométrie du lit majeur adjacent à l'estuaire ou au cours d'eau – utilisation de la photogrammétrie, de LiDAR ou d'une analyse laser 3D pour développer un modèle numérique de terrain (MNT), ou des niveaux conventionnels prolongés aux mêmes intervalles que la bathymétrie, de manière à délimiter la zone potentiellement inondable ; le transport sédimentaire au niveau des cours d'eau doit être mesuré à un ou à plusieurs emplacements, dans des conditions de bas et de forts débits, de façon à permettre la détermination d'une relation entre débit liquide et la charge sédimentaire transportée. Cela peut être utilisé pour choisir le modèle et l'équation appropriés à une prévision du transport de sédiments ; les sédiments transportés doivent être prélevés pour déterminer leurs caractéristiques ; le transport des sédiments au sein d'un estuaire est difficile à mesurer. Les marées, les vagues ainsi que les différences de densité de l'eau provoquent de rapides changements des caractéristiques du transport, de telle manière que d'importantes campagnes de mesures sont nécessaires ; le long d'un cours d'eau, le prélèvement de matériaux du lit doit être effectué à un intervalle de 1 à 10 kilomètres, en fonction de la taille du cours d'eau. Des prélèvements doivent être effectués dans le lit au niveau d'au moins trois emplacements de chaque section en travers ; au niveau d'un estuaire, des prélèvements des matériaux du lit doivent être effectués selon un plan de relevés présentant un quadrillage de mailles comprises entre 1 et 5 kilomètres, avec un quadrillage adapté à la largeur de l'estuaire.
Études détaillées	<ul style="list-style-type: none"> la géométrie du lit de l'estuaire ou du cours d'eau où est implanté un élément du projet – sections en travers espacées de 10 mètres ou MNT présentant un quadrillage carré d'une maille de 10 mètres. Les limites de l'étude détaillée doivent être déterminées par l'utilisation de zones critiques identifiées sur la base des études hydrauliques, à partir des limites de construction estimées ou prévues, selon ce qui est plus étendu ; la géométrie de la topographie du lit majeur adjacent d'un élément du projet – sections en travers espacées de 10 mètres, ou MNT présentant un quadrillage carré d'une maille de 10 mètres.

7.3.1.2 Importance des caractéristiques des cours d'eau

Les caractéristiques d'un chenal de cours d'eau changent au sein d'un bassin versant. Classiquement, l'ajustement du profil longitudinal d'un cours d'eau intervient depuis les parties les plus en amont vers la zone côtière, tel que décrit à la figure 7.12. Le profil longitudinal influence fortement les processus touchant à l'eau et au transport des sédiments au sein du chenal. Sur de longues périodes de temps, les changements interviennent toujours lorsque le système de cours d'eau évolue pour maintenir un équilibre dynamique pour compenser les sédiments apportés en provenance de la partie amont du bassin versant et s'accumulant en aval.

En fonction du type et de la dimension du cours d'eau, l'échelle de temps permettant d'obtenir un équilibre dynamique peut être importante, par exemple de l'ordre de plusieurs siècles. Alors que cette durée peut apparaître sans objet pour un projet d'ingénierie présentant une durée de vie de cinquante ans ou moins, l'équilibre de long terme est d'une importance capitale, puisqu'il indique les évolutions du cours d'eau pour le moyen terme. Les éléments suivants constituent des concepts de base devant être pris en compte lorsqu'on travaille sur des bassins versants ou des cours d'eau (Biedenharn *et al.*, 1997) :

- le cours d'eau ne constitue qu'une partie d'un système ;
- le système est dynamique ;
- le système se comporte de façon complexe ;
- des seuils morphologiques existent, et lorsqu'ils sont franchis, ils peuvent résulter en des changements brutaux ;
- les analyses morphologiques prennent en compte une échelle de temps (échelle de réponse du système par rapport à la vie du projet) qui :
 - donne une perspective historique ;
 - donne une vision de la stabilité ou de l'instabilité du chenal passée ou potentielle ;
 - évalue les impacts des améliorations envisagées.

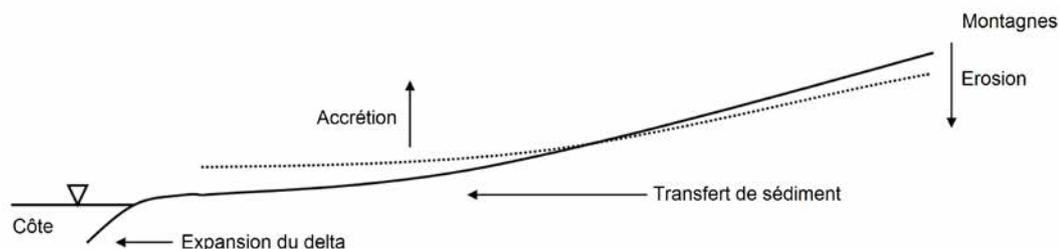


Figure 7.12 **Profil longitudinal typique et direction du changement au cours du temps**
(source : USACE)

De nombreux systèmes de classification des cours d'eau peuvent être trouvés dans la littérature (Bettess *et al.*, 2011 ; Brice, 1964 ; et Morisawa, 1985). D'autres systèmes de classification des cours d'eau tels que ceux de Schumms ou de Downs (comme présenté dans García, 2006) fournissent des relations qui associent tendances et caractéristiques observées aux processus fluviaux et sédimentaires responsables de la modification des chenaux. Le tableau 7.19 synthétise les caractéristiques de quatre types généraux de cours d'eau : droits, avec des méandres, avec plusieurs chenaux et anastomosés. Une classification des cours d'eau apporte un moyen de comprendre les processus d'évolution. Par exemple, dans le cas de cours d'eau avec méandres, les processus qui se produisent fréquemment sont ceux liés à une migration vers l'aval, à un changement de lit ou à des coupures. Dans le cas de cours d'eau avec plusieurs chenaux, les phénomènes habituels d'évolution sont le déplacement ou la création de nouveaux chenaux.

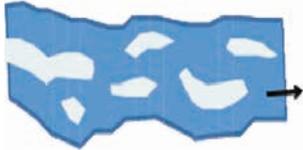
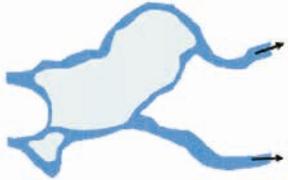
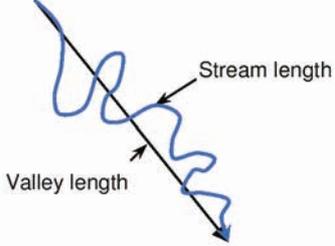
García (2006) indique que le concept à la base de la stabilité d'un cours d'eau est l'ajustement au fil du temps des dimensions en section en travers et de la pente longitudinale du chenal, de manière à ce que celui-ci puisse évacuer les débits d'eau et la charge sédimentaire. De cette façon, les principaux paramètres en lien avec l'équilibre dynamique d'un cours d'eau sont les suivants :

- débit de l'eau ;
- pente de l'énergie ;
- charge sédimentaire ;
- type de sédiment (taille des grains au niveau du lit et des berges).

Pour un bassin versant, ces paramètres sont déterminés par le climat (pluie, température), la géologie (topographie, lithologie), les caractéristiques du terrain, la végétation et les activités humaines au sein du bassin versant comme le long du cours d'eau.

Des variations de charge sédimentaire ou de débit de l'eau affectent non seulement le profil longitudinal, mais également la section du cours d'eau et son alignement. Par exemple, un cours d'eau peut changer d'un système à un seul chenal à un système à multiple chenaux, ou encore à des chenaux plus larges si la charge au niveau du lit augmente de façon significative. Le long de la côte, un chenal long et inefficace sur le plan hydraulique peut être remplacé par un chenal plus court et plus direct. C'est la raison pour laquelle la conception d'une digue située dans un environnement fluvial doit examiner le comportement du cours d'eau sur un ensemble incluant des zones en aval et en amont du projet envisagé.

Tableau 7.19 **Classification des cours d'eau**
(d'après Morisawa, 1985, ainsi que Leopold et Wolman, 1957)

Type de cours d'eau	Caractéristiques				
	Type de chenal	Sinuosité ^(a) L_s/L_v	Type de charge sédimentaire classique	Rapport largeur sur hauteur ^(b)	Schéma
Droit	Chenal unique avec des mouilles et des hauts fonds, vallée présentant des méandres	< 1,05	Transport en suspension ou charriage	< 40	
Avec des méandres	Chenal unique	> 1,5	Transport en suspension	< 4	
Avec plusieurs chenaux	Deux chenaux ou plus, avec des bancs et des îles	< 1,3	Charriage	> 40	
Anastomosé	Deux chenaux ou plus, avec des bancs et des îles	> 1,5	–	–	
<p>Notes :</p> <p>a La sinuosité est la longueur de chenal, L_s, entre deux points considérés, divisé par la longueur de la vallée, L_v, entre ces mêmes points.</p> <p>b Le rapport largeur sur longueur est déterminé en divisant la largeur du chenal au niveau de la berge supérieure par la profondeur moyenne dans des conditions de plein bord (certains systèmes de classification peuvent utiliser la profondeur maximale).</p>					

Lane (1955) a fourni une relation qualitative entre les quatre paramètres permettant d'évaluer l'équilibre du cours d'eau :

$$Q_s \times D_{50} \propto Q_w \times S \quad (7.2)$$

Où :

Q_s = débit solide (m^3/s)

D_{50} = taille de particule sédimentaire représentative (typiquement 50 % de l'échantillon)

Q_w = débit liquide (m^3/s)

S = pente d'énergie (m/m)

La relation est utilisée pour évaluer le changement concernant l'une quelconque des variables en fonction du changement estimé des autres variables. Il n'est pas nécessaire de connaître la valeur des variables, car seule est prise en compte la tendance prévue du changement, en plus ou en moins. L'encadré 7.9 présente un exemple de l'utilisation de cette relation.

Encadré 7.9
Exemple de méthode qualitative pour évaluer le changement morphologique par l'utilisation de la méthode de Lane (1955)

<p>Situation : Une digue doit être construite adjacente à un cours d'eau à lit de sable. Environ les deux tiers du lit majeur seront retirés de la section en travers hydraulique. Il n'y aura en revanche aucun changement des caractéristiques de ruissellement du bassin versant.</p> <p>Étant donné que :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● le débit de l'eau, Q_w, provenant de l'amont du bassin reste constant ● le matériau du lit du cours d'eau, D_{50}, n'est pas modifié, puisqu'il n'existe pas de nouvelles sources de sédiments ou de pièges pour modifier la granulométrie du lit <p>Évaluation :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● considérer la partie droite de la relation de Lane (1955) (cf. équation 7.2). <p>Puisque Q_w ne change pas (il n'y a pas de changement au niveau du bassin versant), le gradient d'énergie augmente avec une baisse de la surface d'écoulement. Par conséquent, S augmente.</p>	<p>Analyse :</p> <p>$Q_w =$ constante $D_{50} =$ constante $S = +$ (accroissement) $Q_s = ?$</p> <p>En utilisant la relation de Lane (équation 7.2), la réponse sédimentaire peut être anticipée (la ligne supérieure indique la direction relative du changement attendu). ? (c) (c) (+)</p> <p style="text-align: center;">$Q_s \cdot D_{50} \propto Q_w \cdot S$</p> <p>Cela indique que pour conserver la relation Q_s devrait augmenter.</p> <p style="text-align: center;">(+) (c) (c) (+)</p> <p style="text-align: center;">$Q_s \cdot D_{50} \propto Q_w \cdot S$</p> <p>Un accroissement de Q_s indique qu'une érosion ou un abaissement du lit du chenal doivent être attendus. Vérifier la hauteur de berge stable pour voir s'il y a un effet direct sur la stabilité de la berge et de la digue.</p>
---	--

7.3.1.3 Condition de seuil au niveau de la morphologie d'un cours d'eau

Le concept de condition de seuil d'une morphologie de cours d'eau joue un rôle significatif dans l'évaluation du potentiel de changement. Les seuils sont généralement déduits de données empiriques pour établir des relations morphologiques et mettre en évidence une condition critique lorsqu'un changement est attendu. Lorsque les valeurs de seuil sont franchies, le changement peut être rapide. Les seuils sont classiquement basés sur des données empiriques et sont définis lorsqu'un changement de type ou des caractéristiques de cours d'eau sont mis en évidence. Ils jouent un rôle important dans l'établissement des caractéristiques morphologiques, de même que dans les réponses au changement au niveau des dynamiques d'un système de cours d'eau.

Le seuil séparant des chenaux présentant des méandres et plusieurs chenaux est particulièrement important pour les projets de digue. Différentes définitions ont été proposées pour différencier les cours d'eau à méandres des cours d'eau à plusieurs chenaux. Leopold et Wolman (1957), Ackers et Charlton (1970), ainsi qu'Ackers (1982) ont proposé des relations entre la pente longitudinale du lit, S_0 (m/m), et le débit de plein bord ou dominant, Q (m^3/s). Le débit de plein bord intervient au point qui précède immédiatement l'inondation du lit majeur. Le débit dominant est le débit équivalent que créerait et maintiendrait le profil du cours d'eau. Leopold et Wolman (1957) ont étudié un certain nombre de cours d'eau naturels et en ont déduit la meilleure correspondance des données, définie par l'équation 7.3.

$$S_0 = 0.0125Q^{-0.44} \tag{7.3}$$

Les cours d'eau à méandres classés par Leopold et Wolman (1960) sont ceux qui présentent des chenaux uniques et une sinuosité supérieure à 1,5. Les cours d'eau à plusieurs chenaux sont ceux qui présentent des îles alluviales relativement stables, ainsi que deux chenaux ou plus.

Richards (1982) fournit une méthode alternative pour distinguer entre les types à méandres et à plusieurs chenaux en utilisant un indice de puissance du cours d'eau Ω (m^3/s) = $Q \cdot S_0$, avec des variables telles que définies au niveau de l'équation 7.3. Une valeur de seuil de Ω_{lim} est établie en utilisant la taille D_{50} du matériau de lit, tel qu'indiqué au niveau de l'équation 7.4. Un cours d'eau à plusieurs chenaux présente un indice de puissance de cours d'eau d'une valeur supérieure à Ω_{lim} . Un cours d'eau à méandre possède une valeur d'indice de puissance de cours d'eau inférieur à Ω_{lim} .

$$\Omega_{lim} = 0.011D_{50}^{0.77} \tag{7.4}$$

Ces méthodes, ainsi que d'autres méthodes simplifiées, sont basées sur des données empiriques. Les ouvrages d'hydraulique des cours d'eau (par exemple Jansen, 1979, ou Bravard et Petit, 2000) peuvent apporter des informations complémentaires sur des caractéristiques ou des méthodes particulières d'analyse, destinées à établir le type de chenal. CIRIA, CUR, Cerema (2007) fournit également la description de méthodes pour évaluer ces types, ainsi que pour déterminer d'autres seuils morphologiques.

7.3.2 Paramètres hydrauliques agissant sur les digues fluviales

Hauteurs d'eau et débits liquides sont les principales conditions limites pour l'analyse et la conception des digues, avec un niveau d'eau qui est une fonction du débit (cf. par exemple l'encadré 7.15). Déterminer ces paramètres est par conséquent à la base des études hydrauliques en matière de digues. La capacité à prévoir les niveaux d'eau, le débit et la vitesse en un point quelconque d'un cours d'eau en fonction du temps, est importante pour la conception du tracé, de la géométrie, de la navigation en rapport avec une digue, de même que pour déterminer les besoins en termes de protection du lit et des berges. Cela est également important pour établir des besoins de protection de la surface de la digue (cf. section 9.6) ainsi que pour l'analyse d'un impact environnemental ou d'une amélioration.

Les débits de cours d'eau liés à la pente du lit représentent l'influence dominante sur les conditions hydrauliques au niveau des rivières. Les autres influences comprennent :

- les lits majeurs et les remblais ;
- les ouvrages au niveau du cours d'eau tels que des épis, des traversées de routes ou des barrages ;
- la rugosité du lit mineur et du lit majeur ;
- les confluences, bifurcations, barrages ou déversoirs.

Les variations de niveau et de débit sont provoquées par les influences météorologiques. Les niveaux d'eau dépendent également de la bathymétrie locale, qui est à son tour influencée par les courants au sein de l'écoulement.

Débits

Les écoulements normaux de cours d'eau sont ceux qui interviennent quotidiennement tout au long de l'année. Il s'agit de conditions d'écoulement en dehors des crues, mais puisqu'elles sont les plus fréquentes, leurs caractéristiques sont importantes pour le fonctionnement habituel et les questions d'entretien au quotidien. Toutefois, plusieurs types de crues existent :

- crues de transition : elles sont de courte durée, avec une probabilité d'une occurrence au cours de la durée de vie d'une digue ;
- crues rares : elles sont de courte durée avec une forte probabilité, mais inférieure à un, d'occurrence au cours de la durée de vie d'une digue ;
- crues accidentelles : il s'agit de crues de nature extrême, se produisant en association avec d'autres événements (par exemple une activité sismique) et présentent une faible probabilité, très inférieure à un, d'occurrence au cours de la durée de vie d'une digue.

Les débits de crue qui dépassent les berges du chenal, avec un début de déversement de l'eau dans le lit majeur, sont classiquement décrits en termes de probabilité de leur survenance au cours d'une année donnée. Par exemple, une crue bisannuelle ou événement de probabilité de dépassement annuel 50 %, une crue centennale ou événement d'une probabilité de dépassement annuel de 1 %. Les digues sont classiquement conçues pour des survenances de crues plus importantes. Établir les conditions de site pour représenter ces grands événements est donc crucial pour la conception ou l'évaluation des digues, et il s'agit du point principal examiné par la présente section (cf. également chapitres 8 et 9).

Niveaux d'eau

Le principe de conservation de la masse et de l'énergie est utilisé pour calculer les conditions d'écoulement nécessaires pour développer une relation entre niveau d'eau et débit. La plupart des problèmes peuvent être résolus en combinant les lois de la conservation avec des hypothèses simplificatrices, un ensemble de conditions aux limites et des paramètres empiriques. Les équations de base ainsi qu'une discussion des simplifications peuvent être trouvées dans Chow (1959) et Henderson (1966).

La probabilité de débit et les relations entre niveau d'eau et débit sont généralement la première information déduite. Si la courbe issue du rapport entre niveau d'eau et débit est combinée avec une information de la fréquence de débit, alors une fonction reliant niveau de l'eau et fréquence peut être créée. La fonction reliant niveau d'eau et fréquence indique la probabilité que l'altitude maximale de la surface de l'eau, contrôlée ou non, atteigne une valeur particulière à un moment quelconque, exposant alors la population et les biens au risque associé.

Les autres conditions limites hydrauliques sont étroitement liées aux débits et aux niveaux d'eau. Elles comprennent la vitesse et la hauteur de l'eau. Le terme « courant » est fréquemment utilisé pour décrire le mouvement de l'eau, et fait référence à la fois à la vitesse et à la direction du mouvement de l'eau.

Les conditions hydrauliques affectent également la morphologie (cf. section 7.3.1) ainsi que le débit sédimentaire (cf. section 7.3.9), la force de cisaillement limite et le taux de dissipation de l'énergie. En conséquence, le débit affecte également la limite du cours d'eau, puisqu'il interagit avec les matériaux du lit et des berges pour modéliser la géométrie du chenal.

Incertitude : comme ces processus physiques ne sont pas entièrement connus ou représentés au niveau des modèles, il existe une incertitude quant aux valeurs estimées. Celle-ci doit être prise en compte. L'analyse du risque inondation et l'évaluation de la performance de la digue (cf. chapitre 5) sont des méthodes possibles de prise en compte de l'incertitude dans l'estimation du niveau d'eau pour la conception des digues ou l'évaluation des digues existantes.

7.3.2.1 Relations entre débit et niveau d'eau

Les mesures ou les estimations de débit ou de niveau d'eau peuvent être représentées graphiquement de différentes façons. Certaines relations et représentations graphiques importantes, ainsi que leur lien avec l'analyse et la conception relative aux digues sont détaillées ci-après :

Hydrogrammes ou limnigrammes

Le niveau d'eau ou le débit sont représentés en fonction du temps (cf. figure 7.13). Cela peut être utilisé pour choisir des valeurs maximales annuelles et évaluer les caractéristiques des crues. Cela est également utile pour établir les phases des activités de construction et d'entretien.

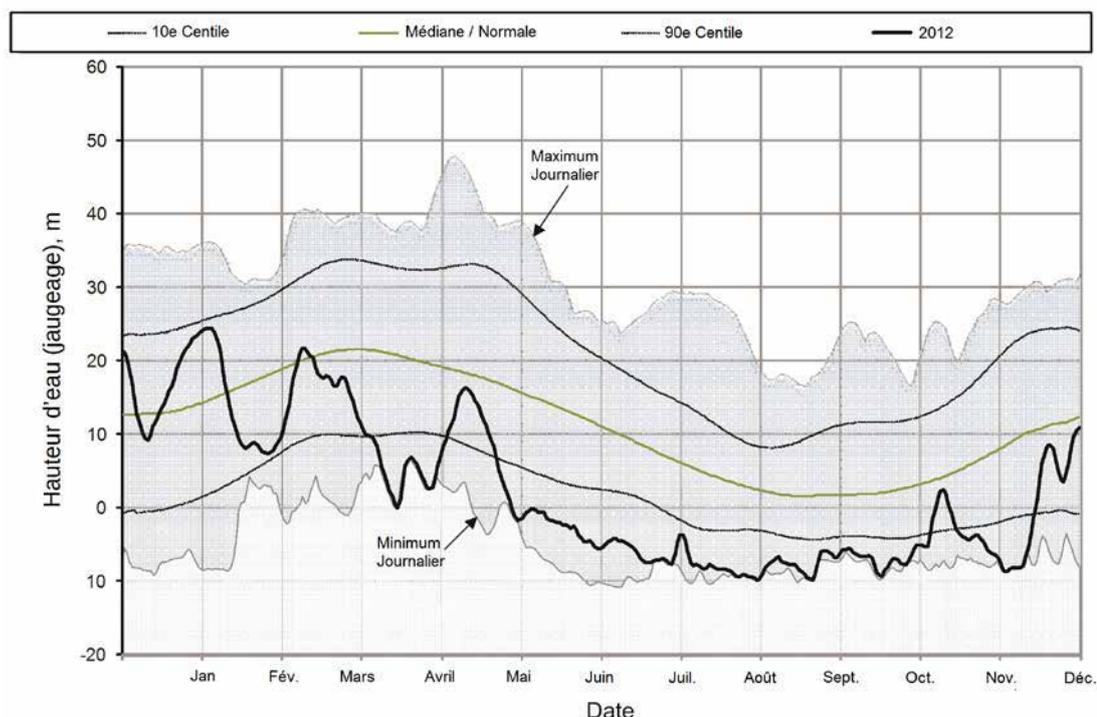


Figure 7.13 Exemple générique de représentation graphique d'un limnigramme de niveau d'eau

Bilan en volume

Il s'agit du débit cumulé en fonction du temps (cf. figure 7.14). Cela peut être utilisé dans l'évaluation de composantes de stockage d'un système de digue, comme par exemple des débordements programmés, de manière à réduire les pointes de crues en d'autres lieux ou aux endroits où la digue affecte le drainage interne.

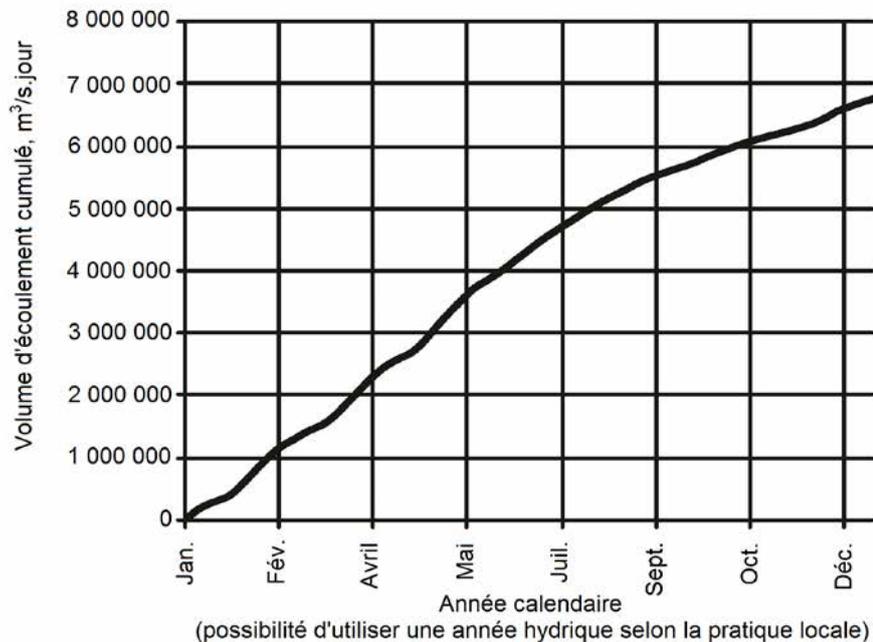


Figure 7.14 Exemple générique d'un bilan en volume

Courbes de durée de dépassement

Elles indiquent le nombre de jours durant lesquels un certain débit ou un certain niveau d'eau est (ou n'est pas) dépassé (cf. figure 7.15). Elles apportent une information sur les périodes de temps pendant lesquelles les digues peuvent être exposées aux crues.

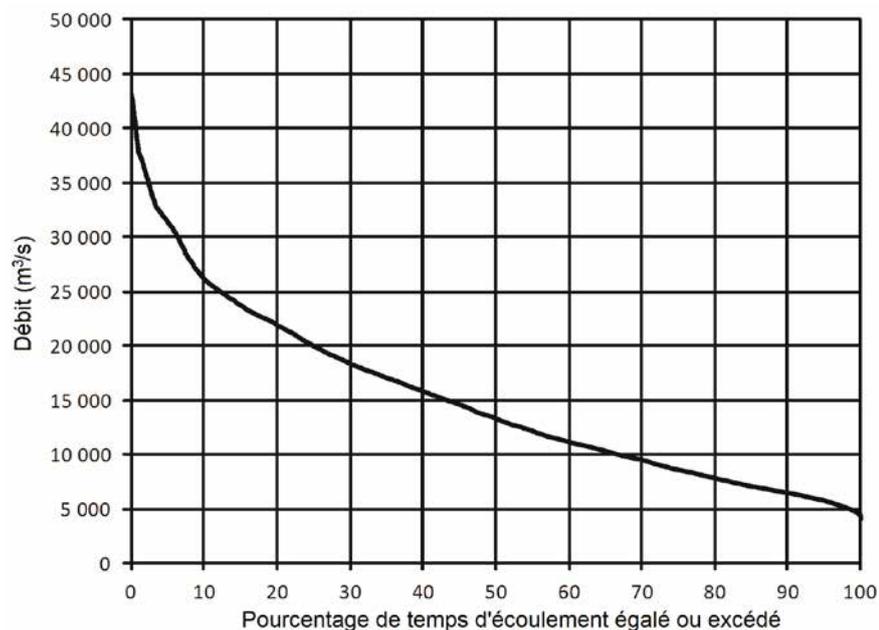


Figure 7.15 Exemple générique d'une courbe de durée de dépassement des débits

Courbes de dépassement de débit

Pendant un certain nombre de jours, un débit ou un niveau d'eau donné est égalé ou dépassé. ces courbes correspondent aux courbes de débits classés et peuvent aider à la planification de travaux (neufs ou de confortement).

Courbes de relation entre niveaux d'eau

Le niveau d'eau à différentes stations est fonction de la position (cf. figure 7.16). Cette relation peut être utilisée pour évaluer les caractéristiques sur une grande distance, à partir du référentiel constitué par un point d'intérêt particulier. Spécialement utiles sur de longues portions de cours d'eau.

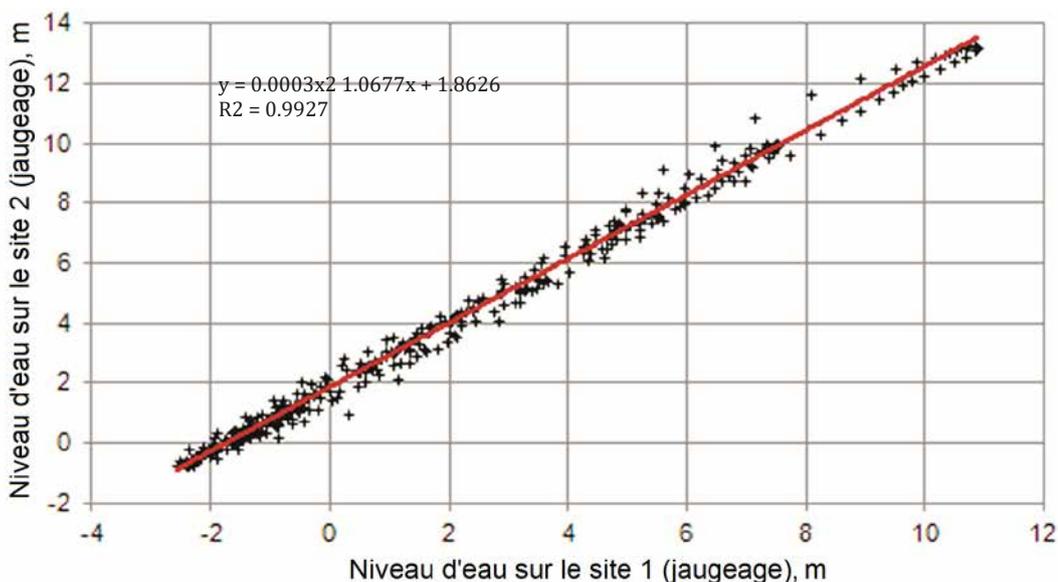


Figure 7.16 Exemple générique de relation de niveau d'eau entre deux emplacements d'un même cours d'eau (sites 1 et 2)

Courbes de tarage

Relation entre débit et niveau d'eau à un emplacement donné (cf. section 7.3.4 et figure 7.17).

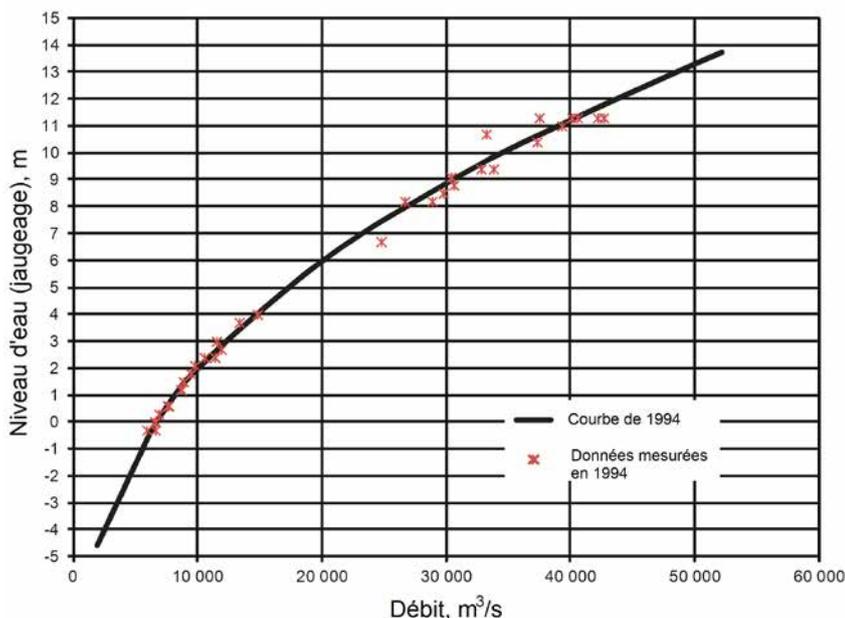


Figure 7.17 Exemple générique d'une courbe de tarage montrant les points mesurés et la courbe la mieux adaptée

Courbes de mesures particulières

Elles représentent les niveaux d'eau pour des débits donnés par rapport au temps (cf. figure 7.18). Cela peut apporter une indication du changement de la capacité du chenal au cours du temps, c'est-à-dire que si les niveaux d'eau augmentent au cours du temps pour un même débit, cela signifie que la capacité décroît et que des crues plus importantes peuvent être anticipées.

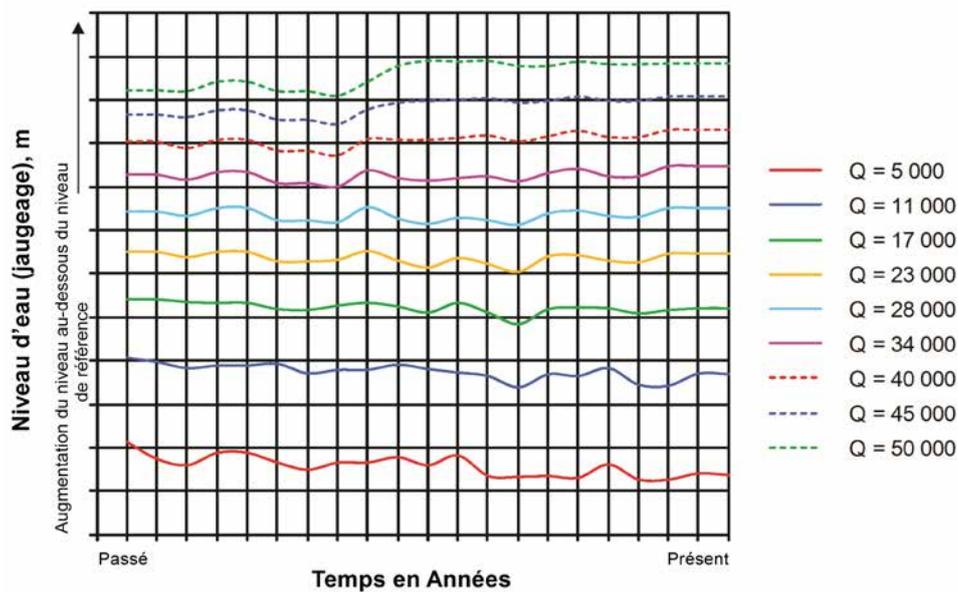


Figure 7.18 Exemple générique de courbes d'étalonnage

7.3.2.2 Hydrologie des cours d'eau et débits de crue

L'hydrologie d'un bassin versant contrôle les hauteurs d'eau du cours d'eau, en générant des hydrogrammes de débit qui varient au cours du temps. Lorsqu'un hydrogramme de crue se produit, il peut être visualisé sous la forme d'un front d'onde qui se déplace vers l'aval à travers le système du cours d'eau. Les niveaux d'eau extrêmes sont associés à ces ondes de crue. La propagation des ondes de crue à travers le système de cours d'eau est fonction du bassin versant ainsi que des caractéristiques du chenal. Plusieurs types de crues peuvent être distingués :

- **crues éclairs** : au niveau du bassin versant, fréquemment de petite taille, avec une réponse immédiate à la pluie, et généralement de courte durée ;
- **crues rapides** : sur une période courte et concentrées en quelques heures, provoquées par une forte pluie, ou au niveau de bassins versants caractérisés par de fortes pentes ;
- **crues de plaine** : avec des dynamiques lentes, provoquées par des débordements du chenal principal ;
- **crues de nappe** : concomitantes au débordement des cours d'eau, ces crues sont très lentes à s'étaler dans le lit majeur et de même à se retirer.

Avant d'être en mesure de prévoir les charges hydrauliques sur les digues, il est nécessaire de disposer d'une connaissance de base et d'une compréhension de la météorologie, ainsi que de connaître les caractéristiques du bassin versant du lieu concerné. L'hydrologie est liée à l'estimation du ruissellement de surface et à celle du régime du cours d'eau, comprenant à la fois les petits et les grands événements de crue, à partir des données historiques et des outils d'estimation. Les estimations hydrologiques comprennent à la fois les débits et la durée des événements nécessaires à l'analyse des mesures de protection contre les inondations. Le tableau 7.20 présente différentes analyses hydrologiques nécessaires aux projets de digue.

Tableau 7.20 Analyse hydrologique nécessaire aux projets de digue

Mesure	Pluie-ruissellement			Fréquence et statistiques de mesure			Hydraulique des cours d'eau	
	Reconstitution des crues passées	Développement de crues hypothétiques	Analyse des changements de fréquence de débit ou de hauteur d'eau	Regroupement de données historiques	Développement à partir d'événements hypothétiques	Études de volume-durée	Calcul des niveaux (hauteurs d'eau) à partir des débits	Analyses du transport des sédiments - érosion/dépôt
Digues	Y	Y	Y	S	Y	N	Y	S
Drainage intérieur ¹	S	Y	Y	N	Y	N	S	N

Notes :

Y = généralement effectué, partie principale des études

S = effectué moins fréquemment, encore dans la partie principale des études

N = n'est généralement pas effectué

¹ Les questions de drainage intérieur qui résultent de la construction de la digue comprennent l'interruption des cheminements naturels des écoulements.

Même les données historiques sur le long terme peuvent ne pas couvrir la totalité des événements possibles nécessaires à une extrapolation, une évaluation ou à une conception de digue. Estimer les grandes crues (hydrologie) peut être effectué de manière statistique en utilisant des informations empiriques (historique des crues et des mesures du cours d'eau) qui peuvent être extrapolées à partir des systèmes situés à proximité, ou peuvent être estimées à partir de l'information sur la fréquence des pluies en utilisant un modèle pluie-débit (cf. tableau 7.21).

Tableau 7.21 Analyse hydrologique adaptée aux digues

Composante	Déterminants	Apport/influence
Ruissellement de bassin versant	Topographie (pente moyenne ou locale), occupation du sol, type de sol (taux d'infiltration), végétation, climat (précipitations), forme du bassin, orientation du bassin relativement aux caractéristiques météorologiques dominantes, développement du réseau de cours d'eau.	Vitesse, durée et volume d'eau provenant de ce bassin versant
Interaction de l'eau souterraine	Stratigraphie et perméabilité du sol, présence d'aquifères.	Écoulement de base, perte d'eau des écoulements de surface par infiltration des cours d'eau
Propagation des crues	Caractéristiques des chenaux et du lit majeur, changement du volume de stockage disponible au sein du lit majeur en raison du projet de digue, présence de dispositions de stockage ou de rétention dans le cadre du projet (par exemple dispositions en lien avec un débordement de certaines digues, destinées à réduire la charge sur d'autres digues).	Changements de vitesse, de durée et de volume d'eau en raison de l'influence du cours d'eau, du lit majeur et des composantes du projet.
Statistiques	Données de l'observation des cours d'eau, données de synthèse dérivées d'une modélisation de long terme à partir des caractéristiques du bassin versant et des modèles, données de transport provenant de bassins versants similaires et méthode statistique utilisée	Compréhension des événements extrêmes à travers une relation débit-fréquence, des courbes de durée de dépassement, une compréhension de la réponse du bassin versant grâce à des limnigrammes et des hydrogrammes d'écoulement réalisés en un ou en plusieurs points d'intérêt le long du cours d'eau.

Pour la conception et l'analyse des digues, la connaissance de l'ampleur et de la probabilité de grands événements est cruciale. Pour cette raison, l'enregistrement de long terme des informations de crue est fréquemment disponible pour les grands cours d'eau, et très souvent en de nombreux endroits.

7.3.3 Mesures des débits et des niveaux d'eau

La prévision de futurs débits de cours d'eau et de futurs niveaux d'eau nécessite des données sur le comportement du cours d'eau, à la fois actuelles et passées.

Il est par conséquent souhaitable de disposer d'un enregistrement systématique de long terme par un réseau de mesures des niveaux de l'eau de surface. Les niveaux d'eau doivent être mesurés par rapport à un point de référence, qui peut être arbitraire ou se rapportant à un point de référence locale des altitudes. Lorsque c'est un point arbitraire qui est utilisé, ce point (désigné comme le niveau zéro) peut être raccordé à une référence locale des altitudes. La hauteur d'eau au-dessus du point de référence est désignée comme étant la valeur de hauteur mesurée. Un certain nombre de dispositifs de mesure peuvent être mis en œuvre (cf. section 7.9.5 et figures 7.19 et 7.20). Certains sites comprennent également la mesure du débit, qui peut être effectuée par différentes techniques. La mesure du débit des écoulements et l'estimation du volume écoulé apportent une compréhension plus complète des conditions de site.



Figure 7.19 **Mesure directe des écoulements par des dispositifs de jaugeage utilisant un Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) (a) ou une plateforme de collecte des données de terrain pour la mesure des débits et des précipitations (b)**
(source : USGS)



Figure 7.20 **Représentation schématique (a) et photographie (b) d'une installation classique de mesure de cours d'eau**
(source : USGS)

Les données de débit d'un cours d'eau provenant d'un réseau de mesure sont utilisées tout au long du processus de conception comme de détection et de prévision des risques d'inondation.

Les hauteurs d'eau historiques et les débits correspondants sont utilisés pour configurer et effectuer un premier calage :

- des modèles d'écoulement de bassins versants. Les paramètres du modèle prenant en compte l'humidité du sol et les hydrogrammes unitaires sont affinés à travers un processus itératif par lequel les valeurs calculées associées aux estimations sont comparées aux données de débit observées ;
- des modèles de rivières utilisés pour déterminer la forme des lignes d'eau.

Les hauteurs d'eau observées sont utilisées en temps réel pour :

- identifier les différentes menaces existantes dues à d'importantes hauteurs d'eau au niveau des cours d'eau ;
- évaluer la qualité des modèles de prévision. Si les calculs ne reflètent pas bien les observations, les prévisionnistes adaptent le modèle en ajustant les paramètres et les situations, de manière à améliorer la correspondance avant de procéder à des prévisions ;
- évaluer la qualité de la modélisation du système de contrôle de l'eau, et dans une certaine mesure l'efficacité du fonctionnement. Si les prévisions météorologiques mettent en valeur une mauvaise correspondance avec l'observation, les modèles sont de même ajustés. Une prise de contact avec les opérateurs est possible en vue d'obtenir des informations supplémentaires ou de les informer de cette différence avec ce qui était souhaité et attendu ;
- quantifier l'impact des débordements ou des ruptures de digue. Les données concernant les conditions en amont d'une rupture parallèlement à celles présentes en aval permettent aux prévisionnistes et aux responsables des services d'urgence d'en déduire les caractéristiques de la rupture, conduisant à de meilleures prises de décision concernant la réponse à apporter.

Un certain nombre d'autres avantages tangibles sont attribuables aux systèmes de mesure des paramètres de cours d'eaux, y compris :

- conception, programmation, gestion et entretien de systèmes nationaux multiusages de gestion de l'eau ;
- transmission d'alertes aux inondations pour protéger des vies et réduire les dommages aux biens ;
- conception de grandes routes et de ponts ;
- cartographie du lit majeur ;
- suivi des conditions environnementales et protection des habitats aquatiques ;
- protection de la qualité de l'eau et régulation des transferts de polluants ;
- gestion des droits de l'eau et des questions d'eau transfrontalière ;
- formation et recherche ;
- usages de loisirs.

Ces avantages directs ou indirects, visibles ou invisibles, peuvent facilement plus que compenser le coût de fourniture et d'entretien d'un tel réseau. L'encadré 7.10 présente des exemples d'économies de coûts faites grâce à un tel réseau de mesures.

La valeur des enregistrements de débit de cours d'eau augmente au cours du temps. Les mesures de cours d'eau sur une longue période sont d'une valeur particulière, puisqu'elles constituent un niveau de référence sur des changements à venir. La connaissance des volumes de crues, des débits de pointe et des hauteurs d'eau correspondantes, ainsi que du temps de transfert à travers les bassins versants sont des informations fondamentales pour la programmation, la conception et l'évaluation des coûts opérationnels des projets de protection contre les inondations.

Encadré 7.10

Avantages d'un réseau de mesures

Les questions posées concernant les données de cours d'eau sont vastes et il est difficile de leur apporter une réponse, puisque la valeur d'un réseau de mesures n'est pas intrinsèque. Au contraire, il s'agit d'une valeur cumulée lorsque le réseau est intégré avec des analyses et des actions adaptées. Les avantages attribuables à la collecte de données concernant les débits de cours d'eau ne peuvent pas être séparés des avantages liés à l'analyse et à l'utilisation des données pour favoriser la qualité des prises de décision. L'absence de données empêche de réussir, même s'il ne peut pas être affirmé que la réussite tient uniquement au fait de disposer de données de jaugeage des cours d'eau. Toutefois, la valeur d'un réseau de mesures des cours d'eau peut être déduite des bénéfices économiques retirés d'une gestion prudente des risques d'inondation, aussi bien au niveau local que national. Par exemple :

- **Folsom Dam, Californie, États-Unis** : les coûts de mise à niveau, dont la surélévation du barrage, le développement des capacités d'évacuation et la construction d'un déversoir auxiliaire pourraient avoir été évités si un enregistrement de long terme des écoulements avait été disponible. Les économies potentielles sont équivalentes annuellement à 63 millions de dollars ;
- **Mecklenburg County, Caroline du Nord, États-Unis** : une plus grande précision de la cartographie du lit majeur aurait pu aider à économiser 330 millions de dollars en dommages potentiels. Si ce coût est réparti sur 50 ans, avec une réduction annuelle de 6 % , le bénéfice est chaque année d'environ 20 millions de dollars ;
- **Central Valley, Californie, États-Unis** : le jaugeage des cours d'eau avec des enregistrements de long terme des hauteurs d'eau et des débits a permis une conception efficace et économique d'un nouveau système de protection contre les inondations.

Les économies de coûts pour les deux premiers exemples seulement représentent une part importante des 114 millions de dollars de coûts annuels de fonctionnement du réseau de jaugeage des cours d'eau des États-Unis.

Extrapolant à partir de ces exemples une échelle nationale, l'USGS a pu mettre en évidence que des améliorations précises de conception des digues, utilisant de longues durées d'enregistrement de débits, peuvent potentiellement économiser environ 4,4 millions de dollars par kilomètre. Si seulement 32 kilomètres de digues sont réparées au niveau national, l'économie est équivalente à 140 millions de dollars. L'économie potentielle de coût pour les plus de 16 000 kilomètres de projets fédéraux de digues aux États-Unis dépasse le coût de fonctionnement du réseau de jaugeage des cours d'eau.

7.3.3.1 Mesure et caractérisation des écoulements

Le débit Q (m^3/s) d'un cours d'eau est le volume unitaire d'eau passant à travers une section en travers du cours d'eau sur une période de temps unitaire. Le débit peut être constant ou peut varier en fonction des sites et/ou du moment. Établir le débit en fonction du site ou du moment est particulièrement simple à analyser en utilisant les principes de conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Le tableau 7.22 montre différentes caractéristiques de débit et la désignation associée.

Tableau 7.22 **Caractéristiques des débits**

Débit	Désignation	Un observateur voit
Ne changeant pas dans le temps	Régulier	Hauteur d'eau constante en un point donné
Ne changeant pas dans le temps ou dans l'espace	Uniforme et régulier	Hauteur d'eau constante en tout point du cours d'eau
Changeant en fonction du site	Non uniforme ou variable dans l'espace	Changements de hauteurs d'eau avec le lieu, parfois rapidement
Changeant dans le temps	Irrégulier	Changements de hauteurs d'eau avec le temps en un point donné du cours d'eau
Changeant dans le temps et dans l'espace	Irrégulier	Changements de hauteurs d'eau avec le temps en de nombreux points

Les débits de cours d'eau peuvent considérablement varier avec le temps. Cette variabilité est déterminée par des facteurs climatiques et hydrologiques.

Dans le cas le plus simple, pour lequel le débit ne change pas dans le temps ou dans l'espace, l'équation 7.5 peut s'écrire :

$$Q = V_1 \cdot A_{c1} = V_2 \cdot A_{c2} = V_3 \cdot A_{c3} = \dots = V_4 \cdot A_{c4} \quad (7.5)$$

Où :

Q = débit d'écoulement (m³/s)

V = vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

A_c = surface mouillée de la section en travers (m²)

Les variables V ainsi que A_c indiquent différents emplacements de sections en travers le long du cours d'eau. Au cours des événements de crues au niveau de cours d'eau non régulés, le débit change en fonction des caractéristiques du lit majeur.

Lorsque le débit de cours d'eau n'est pas mesuré directement, il peut être déduit. De façon classique, les valeurs de hauteurs d'eau, les caractéristiques géométriques et les valeurs de vitesse sont utilisées pour calculer le débit d'un cours d'eau. Plusieurs méthodes pour obtenir les débits existent (Herschy, 1998, et Ackers *et al.*, 1978) dont :

- estimer la répartition de la vitesse au niveau de la section en travers (combiné avec l'aire mesurée de cette section) ;
- des jaugeages ponctuels avec un moulinet ou un appareil de mesure électromagnétique de la vitesse ;
- moyennes sur un linéaire donné, à partir de transmissions à ultrasons ;
- utilisation d'un Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) ;
- contrôles artificiels, tels que des retenues ou des conduites construites avec une conception standard ;
- jaugeage électromagnétique au niveau d'un site équipé d'une instrumentation ;
- prélèvement d'échantillons pour estimer la dilution d'un traceur injecté dans l'eau ;
- mesures volumétriques directes.

Certaines de ces méthodes sont examinées plus en détails à la section 7.9.5.

Ces méthodes donnent un débit instantané. Des étapes supplémentaires sont nécessaires pour développer une série dans le temps de débits à partir des observations de hauteurs d'eau, en utilisant soit une instrumentation d'enregistrement automatique, soit par lecture manuelle d'une échelle de crue (une échelle de crue porte une échelle verticale référencée par rapport à un référentiel vertical connu). Pour interpréter les données à partir d'une lecture en continue des niveaux d'eau, la relation entre hauteur d'eau et débits, appelé courbe de tarage, doit être connue. Un exemple est donné à la figure 7.21. Des mesures périodiques d'écoulement, utilisant par exemple des instruments de mesure de la vitesse, sont initialement utilisées pour définir une courbe de tarage et pour ensuite définir des modifications (saisonniers, systématiques ou aléatoires) à partir de la courbe de tarage. Les modifications de courbe de tarage sont ensuite utilisées pour en déduire les débits à partir d'un niveau d'eau donné au cours de périodes pour lesquelles aucune mesure instantanée n'est disponible. Des variations saisonnières existent pour un certain nombre de raisons, y compris les effets de la température sur la viscosité de l'eau, la végétation, les différents niveaux de débit en raison de saisons humides ou sèches, et/ou les modifications du lit du cours d'eau en raison des écoulements saisonniers.

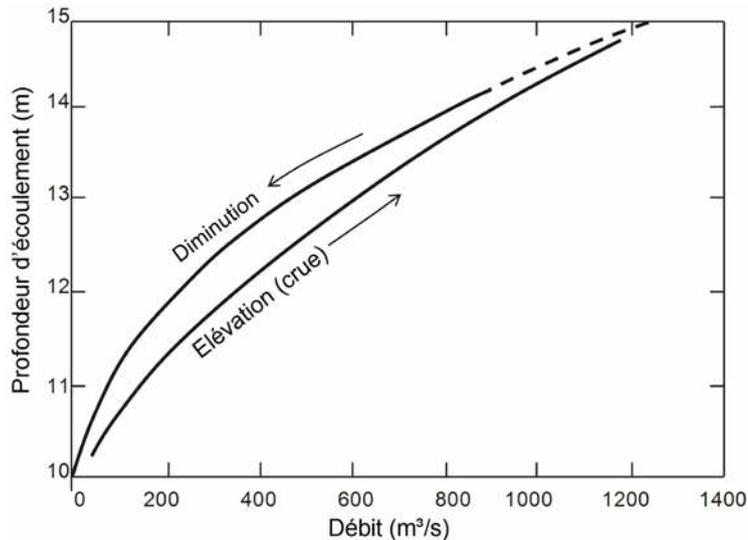


Figure 7.21 Exemple d'une courbe de tarage hauteur d'eau-débit montrant l'arrivée d'une crue puis la décrue à partir de l'hydrogramme du Soba, un affluent du Nil blanc, en Afrique
(source : Shahin, 1985, modifié par Bravard et Petit, 2000)

Les courbes de tarage peuvent être utilisées pour déterminer des débits, mais seulement lorsque la relation entre la profondeur de l'écoulement et le débit est univoque, c'est-à-dire si un seul débit correspond à une seule profondeur d'écoulement. Cela n'est en général valable qu'aux stations de jaugeage, lorsque la morphologie du cours d'eau ne change pas de façon importante, ou lorsque la pente de la surface de l'eau est constante pendant la crue et la décrue. C'est également le cas pour des stations de jaugeage situées à des emplacements de géométrie fixe, comme des retenues ou des canalisations. Au niveau de certains cours d'eau, les valeurs de débit obtenues lors de la crue ou de la décrue diffèrent pour la même hauteur d'eau. Cela a pour conséquence une enveloppe autour de la courbe moyenne de calibrage. L'effet d'enveloppe s'appelle l'hystérésis, avec pour le même débit d'eau, une hauteur d'eau plus faible lors de la crue que pendant la décrue (cf. figure 7.21). L'effet d'hystérésis peut être important, par exemple un écart de plus ou moins un mètre autour de la courbe moyenne d'étalonnage est habituelle au niveau du fleuve Mississippi. Le débit maximum ne correspond pas forcément à la profondeur maximum d'écoulement. La prise en compte de l'effet d'hystérésis sur la charge au droit de la digue est généralement incluse dans l'évaluation de l'incertitude sur le débit. La prise en compte de la précision de mesure du débit instantané introduit également une incertitude au niveau des mesures elles-mêmes, d'environ $\pm 5\%$ des valeurs réelles de débit.

Les données de débit comprennent les écoulements mesurés et/ou estimés, en même temps que l'information concernant la fréquence, la vitesse, la durée et le niveau d'eau. Les données mesurées au niveau des stations de jaugeage sont une source de données privilégiée, mais il existe rarement suffisamment de données disponibles.

7.3.3.2 Données de hauteurs d'eau

Les hauteurs d'eau sont généralement les plus précises des données hydrauliques disponibles, puisqu'elles peuvent être déterminées de manière continue avec l'équipement à disposition. Le type d'équipement d'enregistrement, ainsi que des facteurs météorologiques comme les vagues ou le gel, peuvent cependant affecter les valeurs de hauteur d'eau mesurées. Les valeurs de débit mesurées à des moments spécifiques sont ensuite utilisées pour établir les courbes de tarage, qui autorisent elles-mêmes l'estimation du débit à partir des hauteurs d'eau mesurées.

L'évaluation des hauteurs d'eau commence avec les données historiques de jaugeage, quand elles sont disponibles. Lorsque des données historiques ne sont pas disponibles, il est nécessaire de calculer les hauteurs d'eau en utilisant des principes en lien avec l'énergie, tels que décrits à la section 7.3.5. Même lorsque des données historiques existent, il est nécessaire d'estimer les hauteurs d'eau résultant des caractéristiques du projet envisagé, comme la construction ou la surélévation d'une digue. Fréquemment, des modèles numériques sont employés pour estimer l'information hydraulique nécessaire indispensable pour mener à bien la conception d'une digue (cf. section 7.3.8).

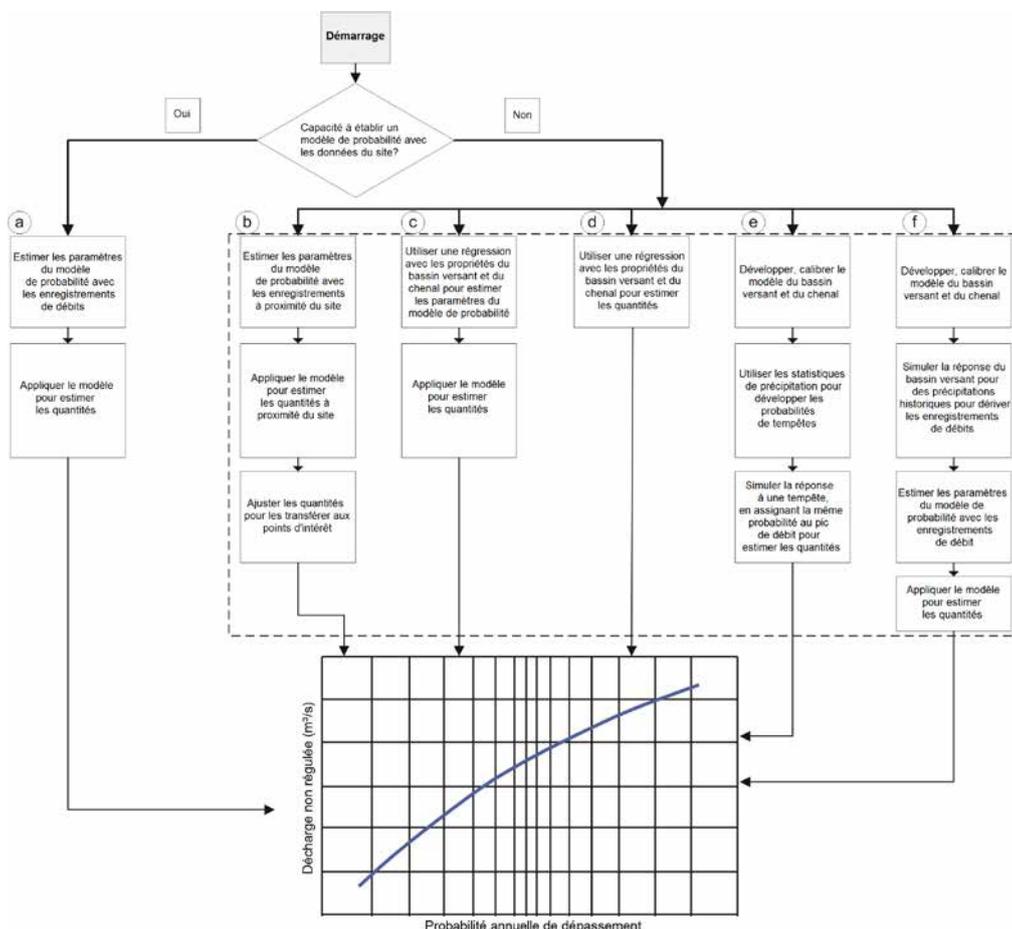
7.3.4 Débit de cours d'eau et analyse des hauteurs d'eau

7.3.4.1 Analyse hydrologique

Lorsqu'il existe un système de jaugeage, une analyse statistique (cf. tableau 7.23) des données historiques de débits fournit une information sur la probabilité des débits, utile pour estimer les hauteurs souhaitables pour la digue. Si des données historiques ne sont pas disponibles, plusieurs méthodes peuvent alors être utilisées pour établir la loi nécessaire au calcul des probabilités de débits (cf. figure 7.22).

Tableau 7.23 Méthode d'estimation statistique de la loi de probabilités de débits

Répartition statistique des valeurs extrêmes	Données analysées
<ul style="list-style-type: none"> la loi de Gumbel (ou valeur générale extrême de type I) appliquée aux maximums annuels ; la loi exponentielle (couplée à la loi de Poisson) ; la loi Log-Pearson III appliquée aux maximums annuels ; la loi de Weibull. 	<ul style="list-style-type: none"> débits ou valeurs de pointe maximales annuelles (pour l'année calendaire ou pour l'année hydrologique, telle que définie par le caractère de l'hydrogramme) ; débits ou valeurs de pointe maximales pour des moments particuliers de l'année, par exemple la saison de croissance ; valeurs au-dessus d'un seuil spécifique.



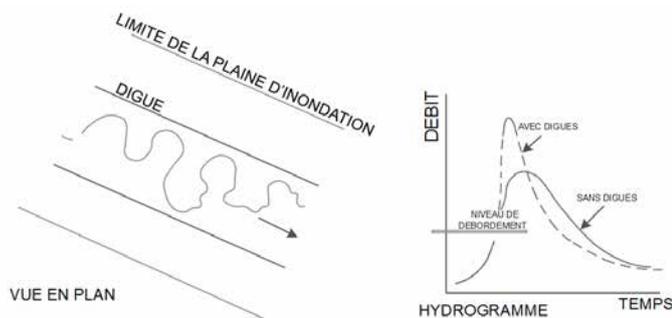
Notes :

- a Données de débit de cours d'eau observées à un moment particulier.
- b Données de débit de cours d'eau observées en un point particulier.
- c Déduction des paramètres d'un modèle analytique par l'utilisation d'une analyse régionale de régression.
- d Équations de probabilités des débits déduites d'une analyse régionale par régression.
- e Modèle de pluie, ruissellement et fréquence à partir des précipitations.
- f Modélisation continue utilisant des modèles hydrologiques ainsi que l'historique des enregistrements des précipitations.

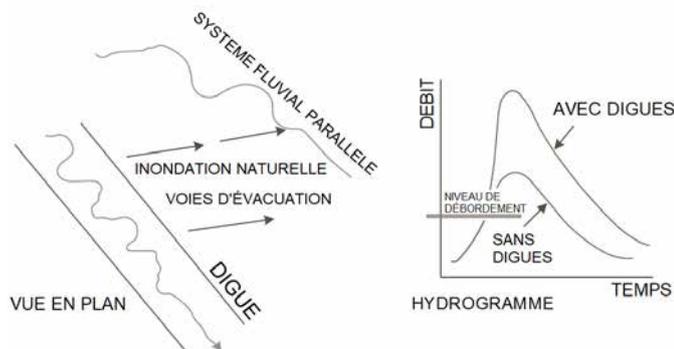
Figure 7.22 Méthodes pour estimer la loi de probabilités des débits (d'après USACE 1996)

Utiliser les données historiques (cf. sections 7.3.2 et 7.3.3) pour prédire l'amplitude de pointe des crues actuelles et à venir fait l'hypothèse que celles-ci sont représentatives des conditions actuelles et à venir au niveau du site du projet, également désigné du terme de « stationnarité des mesures ». Cette hypothèse peut ne pas être vérifiée si le site du projet a subi une modification climatique ou de ses caractéristiques de ruissellement, pour des raisons naturelles ou en raison d'une influence humaine. L'analyse de la fréquence de crue est réalisée à travers une approche statistique (cf. tableau 7.23), qui classe les données historiques de débits et détermine une fréquence proportionnelle à l'intervalle de données disponibles. De cette façon, la longueur de la période correspondant aux enregistrements de données disponibles a une influence significative sur la fiabilité des valeurs estimées. Par exemple, un enregistrement sur vingt ans donne une bonne fiabilité de prévision pour une probabilité de 5 %, mais est beaucoup moins fiable pour estimer les événements correspondants au 1 % supérieur (cf. figure 7.22). Les limites de confiance tirées des analyses statistiques donnent un moyen d'aborder la fiabilité d'une estimation des fréquences de débits. Le détail des distributions et des méthodes statistiques peut être trouvé par exemple dans les conseils formulés par Potter et Colman (2003).

Si des réservoirs, des contournements ou d'autres singularités sont présents au sein du bassin versant, modifiant de façon significative l'amplitude et la durée de l'écoulement, une approche alternative est nécessaire pour établir la loi de probabilité des débits. Des phénomènes d'origine naturelle, comme des barrages de glace, peuvent également modifier les débits et doivent être pris en compte lors du développement d'une loi de probabilité des débits. Dans ce cas, une technique doit être utilisée pour ajuster les débits modifiés ou régulés, de manière à retirer les effets de la modification ou de la régulation, et pour créer un ensemble de données homogènes comparables avec les conditions antérieures à la modification. Cette procédure implique une série de conditions préalables et de débits aléatoires qui peuvent être analysés pour en déduire une loi de probabilité de débits non régulés ou de conditions préalables. Des ajustements pour une régulation voulue ou non voulue des débits peuvent être trouvés dans différentes publications USACE 1989, 1994a, 1994b, et 1995), mais nécessitent généralement l'utilisation de modèles de simulation. La présence ou l'ajout d'une digue au niveau du lit majeur d'un cours d'eau peut également avoir un impact sur les débits, tel que montré par la figure 7.23.



Effet d'une réduction du stockage du lit majeur ainsi que de la capacité de transfert (volume de crue inchangé)



Effet du blocage des exutoires (augmentation du volume de crue)

Figure 7.23 Effets des digues sur les hydrogrammes de crue
(source : USACE)

7.3.4.2 Débit de plein bord

Le débit de plein bord (Q) est le débit le plus significatif devant être utilisé dans l'analyse du régime d'un cours d'eau (cf. section 7.3.1), puisqu'il est généralement près d'être le débit dominant correspondant à la charge de base de transport sédimentaire du chenal, et qu'il est à l'origine de la géométrie du cours d'eau. Les débits de plein bord sont considérés comme ayant une période de retour de un à deux ans, et peuvent être estimés par une simple relation empirique entre le débit et la surface du bassin versant (cf. équation 7.6). En vue de développer cette relation régionale, plusieurs débits de plein bord doivent être estimés au sein d'une région, afin de déterminer des valeurs de coefficients « a » et « b » au niveau de l'équation 7.6 (le tableau 7.24 donne quelques-unes des valeurs classiques de ces coefficients). Pour que la relation soit suffisamment précise pour une extrapolation à des cours d'eau similaires, les cours d'eau utilisés pour le calage doivent être semblables en termes de climat (régime hydrologique,) de topographie (à distinguer montagne ou plaine) et de transport de sédiments (en relatif, le système transporte la même quantité et le même type de sédiments).

$$Q = a.A^b \tag{7.6}$$

Où :

- Q = débit à l'exutoire (m³/s)
- A = surface du bassin versant (km²)
- a, b = coefficients régionaux sans dimension

Tableau 7.24 Valeurs estimées des coefficients « a » et « b »
(Bravard et Petit, 2000 ; ainsi que CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

a	b	Source
0,277	0,828	Nixon (1959)
1,705	0,774	Hey (1982), et Richards (1982)
0,209	0,791	Andrews (1980)
1,161	0,666	Pour des sites du Royaume-Uni : Derbyshire (Petts, 1977) Cheshire (Hooke, 1987) Pennine Chain (Carling, 1988)
0,087	1,044	Petit <i>et al.</i> (1994)

7.3.4.3 Propagation de l'onde de crue

Les hypothèses de base d'un écoulement permanent sont les suivantes :

- le niveau d'eau maximum coïncide avec le débit de pointe ;
- le débit de pointe peut être estimé de façon précise en tout point du parcours du cours d'eau ;
- les niveaux d'eau maximum interviennent simultanément sur une portion de chenal.

En réalité, le niveau d'eau de pointe ne coïncide pas avec le débit de pointe pour des chenaux de cours d'eau à pente modérée ($S_0 < 1\%$) ou pour des écoulements hautement transitoires, dans le cas d'une inondation brutale pouvant par exemple survenir lors d'une rupture. Le phénomène par lequel plusieurs valeurs possibles de débit peuvent exister pour un même niveau correspond à un effet d'hystérésis en raison de changements de pentes, produisant un débit de pointe précédant un niveau d'eau de pointe.

Avertissement

Il est déconseillé de faire l'hypothèse que le niveau d'eau maximum intervient simultanément au niveau de deux, ou plus, sections en travers le long d'une portion d'un cours d'eau. Une telle hypothèse ne décrit pas la réalité avec précision, puisque l'ensemble de l'écoulement est irrégulier et que l'onde de crue progresse vers l'aval. La propagation d'une onde de crue conduit à des hydrogrammes en aval en décalage avec ceux de l'amont. Sauf dans le cas de la présence d'une arrivée significative d'affluents, ou dans le cas où le chenal ne possède pas de lit majeur (par exemple un canyon), il faut s'attendre à une décroissance du débit de pointe de la crue avec la propagation vers l'aval.

Le passage d'une onde de crue est caractérisé par une élévation puis par une baisse progressives progressive, de la surface de l'eau sur une période de plusieurs jours à plusieurs semaines. Seddon (1900) a montré que la vitesse de propagation d'une onde de crue, également appelée célérité d'onde, dans un grand chenal rectangulaire, peut être exprimée comme :

$$c = 5V/2 \quad (7.7)$$

Où :

c = vitesse ou célérité de propagation de l'onde de crue (m/s)

V = vitesse d'écoulement moyenne dans le cours d'eau (m/s)

Corbett (1945) et Wilson (1990) donnent une estimation de c d'une valeur plus faible au niveau des cours d'eau naturels :

$$c = 1,3 V \quad (7.8)$$

Tang *et al.* (2001) fournissent quant à eux une méthode pour estimer la célérité de l'onde de crue à l'échelle d'une portion de cours d'eau, en utilisant la géométrie typique d'une section en travers : la célérité d'onde dépend fortement du débit du cours d'eau, d'une manière non linéaire, particulièrement lorsqu'on est proche de la capacité de plein bord du chenal du cours d'eau.

7.3.4.4 Déversements ou pompages dans le cours d'eau à partir de sources proches (par exemple exutoires ou prélèvements)

Dans la plupart des systèmes de cours d'eau, la quantité d'eau varie à travers le bassin versant en fonction de sources, d'affluents ou d'exutoires qui apportent de l'eau aux écoulements, ou de puits, détournements ou pompages qui prélèvent de l'eau au sein d'un système. Estimer la modification de la quantité d'eau dans un système de cours d'eau s'appelle faire un « bilan hydrologique ». Dans sa forme la plus réaliste, des règles complexes existent au sein d'un bassin versant pour également prendre en compte la dimension temporelle des mouvements d'eau, particulièrement dans un cours d'eau affecté par des besoins importants en matière d'irrigation ou disposant d'autres apports.

7.3.5 Énergie de base d'un cours d'eau et états des écoulements

La ligne de charge H (m), correspondant à un écoulement régulier et uniforme, peut être exprimée en termes d'altitude du lit, de hauteur d'eau et de vitesse *via* l'équation 7.9 :

$$H = z + \frac{h_p}{\cos(i_b)} + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (7.9)$$

Où :

i_b = angle du lit (pente)

z = altitude du lit du cours d'eau par rapport au niveau de référence (m)

g = accélération gravitaire (m/s²)

h_p = hauteur d'eau perpendiculairement au fond du cours d'eau (m)

V = vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

α = Coefficient (-) de Coriolis (énergie)

L'équation 7.9 est l'équation d'énergie de base pour l'hydraulique des cours d'eau. Le coefficient de Coriolis, α , rend compte d'une répartition non homogène de la vitesse au niveau d'une section en travers. Carlier (1972) indique que α est souvent considéré égal à 1,0, mais peut atteindre des valeurs de 1,35 au niveau de chenaux de cours d'eau naturels (Sellin, 1969) ou même dépasser 2 pour des sections en lit composées avec échanges entre lit mineur et lit majeur (Henderson, 1966).

Lorsque l'écoulement varie naturellement, il existe une variation de charge entre deux sections en travers séparées par une distance, L (m), le long du chenal. Cela introduit une perte de charge, h_f (m), au niveau de l'équation 7.10. Écrivant l'égalité des charges entre deux sections en travers A et B , comme au niveau de la figure 7.24, on obtient :

$$H_B = H_A + h_f \tag{7.10}$$

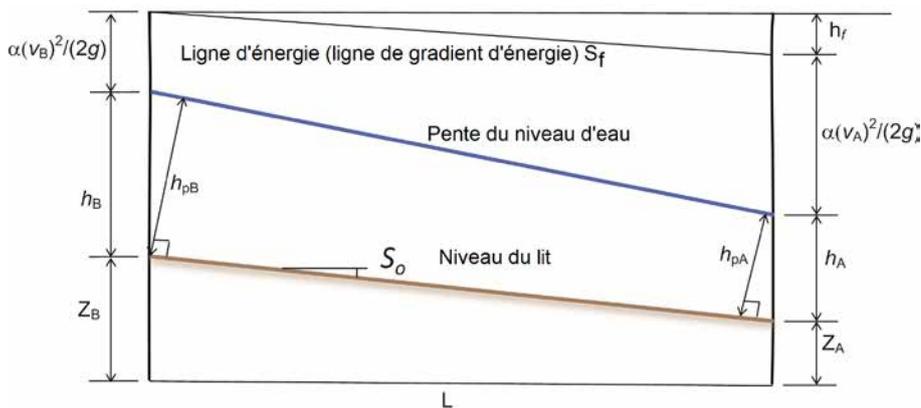


Figure 7.24 **Charge hydraulique au niveau de deux sections A et B séparées par une distance L, au niveau d'un écoulement variant graduellement** (d'après Bravard et Petit, 2000)

Le rapport h_f/L correspond à la pente de la ligne de charge. Il reflète le transfert d'énergie cinétique et d'énergie potentielle de l'écoulement principal sous d'autres formes d'énergie non prises en compte au niveau de l'équation 7.9. Le transfert d'énergie est provoqué par :

- un frottement visqueux interne à l'écoulement ;
- des accélérations et des décélérations du courant, qui modifient l'énergie turbulente ;
- une force de frottement sur les rives et au fond du lit ;
- un transport de sédiments.

Un système de cours d'eau réel comprend des confluences et bifurcations qui compliquent le mouvement de l'eau et des sédiments, et par conséquent la détermination de la ligne de charge. Au niveau d'une confluence, des effets dus aux remous peuvent intervenir en amont des deux cours d'eau, provoquant une rupture de l'équilibre au niveau de la confluence. Au niveau d'une bifurcation, telle que celle qui existe au niveau de ponts, de retenues, d'exutoires ou de prélèvements, la géométrie locale détermine les caractéristiques de l'écoulement local et peut ainsi provoquer également une rupture des conditions de l'équilibre.

7.3.5.1 Nombre de Froude et évaluation des régimes d'écoulement

Le nombre de Froude, **Fr**, est un rapport sans dimension entre les forces inertielles et gravitaires. Il décrit différents régimes d'écoulement au niveau de chenaux ouverts. Le régime d'écoulement indique le niveau d'énergie au sein de l'écoulement et décrit son comportement général. Les deux sont des facteurs importants pour l'évaluation et la conception d'une digue. Au moment de l'examen des options ou de la conception proprement dite de la digue, il est nécessaire d'identifier les emplacements où différents régimes d'écoulement peuvent exister. En particulier les emplacements où des caractéristiques correspondant à des régimes d'écoulement proches d'être critiques ou torrentiels peuvent amener des changements rapides de hauteur d'eau. Ces changements peuvent être le résultat de caractéristiques

naturelles ou être provoqués par l'introduction d'ouvrages d'origine humaine, comme des ponts, des remblais de routes, des ouvrages de canalisation des cours d'eau ou des digues.

L'équation 7.11 présente le nombre de Froude, **Fr**. Le dénominateur représente la vitesse de propagation d'une onde infinitésimale relativement à la vitesse de l'eau, $c = \sqrt{gh}$, connue comme célérité de l'onde.

$$\text{Fr} = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (7.11)$$

Où :

V = vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

g = accélération gravitaire (m/s²)

h = hauteur d'eau (m)

Au niveau de sections de forme irrégulière, la profondeur d'écoulement peut être représentée par la hauteur d'eau h_D (m), qui correspond à la section mouillée, A_c (m²), divisée par la largeur au miroir, B (m), de l'écoulement ($h_D = A_c/B$).

En utilisant le nombre de Froude, le régime d'écoulement peut être classé en trois catégories :

1. **Fluvial (Fr < 1)** : lorsque le régime est fluvial, l'écoulement est contrôlé à partir d'un point en aval et une perturbation est transmise en amont. Il s'agit du régime le plus habituel des rivières naturelles. Cette condition conduit à des effets de remous. Un écoulement fluvial est dans un régime inférieur d'énergie par rapport aux régimes critiques ou torrentiels. La hauteur normale (hauteur résultant de conditions d'écoulement uniformes pour une pente, une géométrie et une rugosité données du chenal) est plus importante que la hauteur déterminée par un écoulement critique. La hauteur normale, y_n , est la hauteur d'eau intervenant lorsque la pente du lit du chenal et la pente de la surface de l'eau sont parallèles.
2. **Critique (Fr = 1)** : au niveau d'un régime critique, la célérité des ondes est égale à la vitesse d'écoulement, et une quelconque perturbation de la surface est stationnaire. Il s'agit d'un état d'énergie instable et des ondes stationnaires de surface peuvent apparaître. Pour des digues, un régime critique est présent au niveau des crêtes de déversoirs ou lorsqu'un débordement intervient. Il peut également intervenir au niveau de rétrécissements ou de transitions, telles que l'entrée ou la sortie d'un ponceau, ou lorsque se présente une forte pente du lit.
3. **Torrentiel (Fr > 1)** : au niveau d'un régime torrentiel, l'écoulement est contrôlé en amont (par exemple au niveau d'un barrage, d'une crête de déversoir ou d'une crête de digue en débordement) et les perturbations sont transmises vers l'aval – des perturbations en aval en un point donné ne peuvent pas être transmises vers l'amont. Les régimes torrentiels possèdent un état supérieur d'énergie par rapport aux régimes critiques et fluviaux. La hauteur normale est inférieure à la hauteur déterminée par un écoulement critique.

Des changements rapides de niveau d'eau et une turbulence interviennent lors de transitions à partir d'écoulements torrentiels, en passant par un régime critique vers un écoulement fluvial. Ce changement rapide est connu comme étant un ressaut hydraulique (cf. section 8.2.2.3). La quantité d'énergie dissipée et le degré de turbulence intervenant lors d'un ressaut hydraulique peuvent provoquer une érosion significative. Une attention particulière doit être portée aux emplacements où un ressaut hydraulique peut intervenir au niveau, ou à proximité, d'une digue.

Un élément important de l'analyse ou de la conception d'une digue est le profil en long de la ligne d'eau. Le profil peut être obtenu en évaluant la relation touchant à l'énergie. Sans dérivation (Henderson, 1966), l'équation reliant l'énergie entre deux emplacements peut être écrite de la manière suivante :

$$\frac{dE}{dx} = S_0 - S_f \quad (7.12)$$

Où E est l'énergie totale, x est la distance longitudinale entre les deux points, S_0 est la pente du lit et S_f est la pente de frottement. En associant cela avec le changement d'énergie en lien avec la profondeur de l'écoulement, on obtient :

$$\frac{dE}{dy} = 1 - Fr^2 \quad (7.13)$$

Où Fr est le nombre de Froude, comme décrit précédemment. La combinaison des équations 7.12 et 7.13 permet d'obtenir :

$$\frac{dy}{dx} (1 - Fr^2) = S_0 - S_f \quad (7.14)$$

L'équation de résistance, sous la forme de l'une des deux équations 7.12 ou 7.14, est une équation différentielle qui ne peut généralement pas être résolue de façon explicite. Des méthodes manuelles, y compris des modèles numériques peuvent aider à trouver une solution. Elles sont examinées à la section 7.3.8.

Un élément important à prendre en compte pour les digues est la forme du profil en long de la ligne d'eau, sur sa longueur. Avant de commencer une intégration numérique détaillée de l'équation 7.14, il est souhaitable d'avoir une idée générale de la forme pouvant intervenir, ce qui contribue à identifier des domaines de problèmes potentiels où l'alignement ou la hauteur de la digue peuvent avoir à être ajustés. Pour cet exercice, il est utile de réarranger l'équation 7.14 sous la forme :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)} \quad (7.15)$$

Pour un débit donné, Q , la pente de frottement et le nombre de Froude sont des fonctions de la hauteur d'écoulement, y . Pour une représentation semi-quantitative de la manière dont y varie avec x , il est seulement nécessaire de considérer le signe relatif (positif ou négatif) du numérateur et du dénominateur de l'équation 7.15 pour obtenir une compréhension du comportement du profil en long. Les figures 7.25a et b montrent des profils longitudinaux de surface de l'eau correspondant à deux cas : une pente douce désignée par M et une pente forte désignée par S. Des profils similaires existent pour des pentes de chenaux inverses, horizontales et critiques (Henderson, 1966).

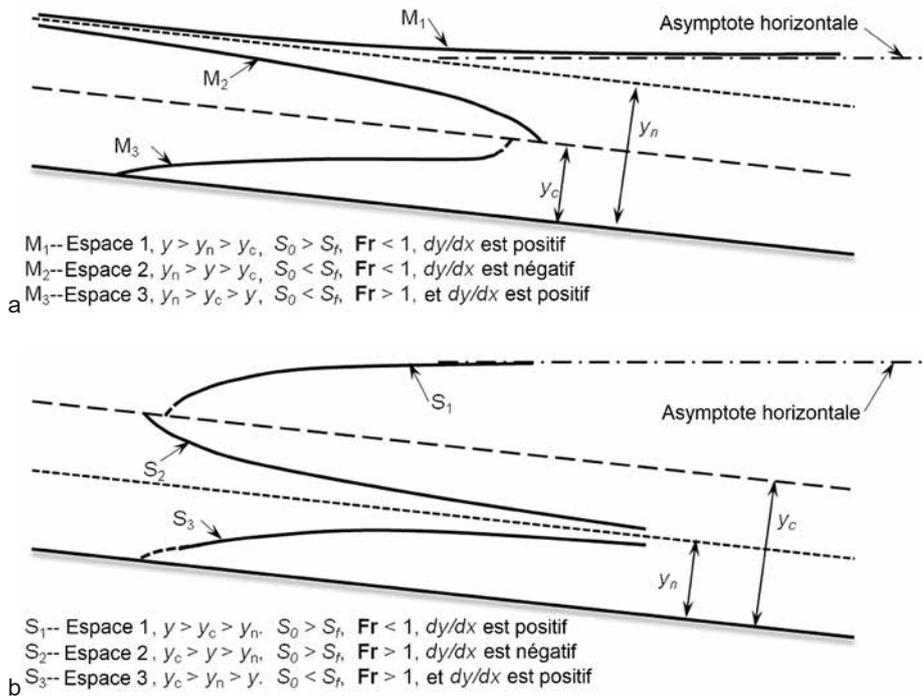


Figure 7.25 Profils longitudinaux sur des pentes faibles (a) et sur des pentes fortes (b)

Une analyse du profil longitudinal permet la prédiction de la forme générale du profil de la ligne d'eau pouvant intervenir au niveau d'une configuration donnée de chenal et d'alignement de digue. Elle apporte également des informations sur les emplacements où existent des contrôles hydrauliques, ou des endroits où des changements rapides de niveau d'eau peuvent être anticipés. Les alignements de digue peuvent alors être ajustés pour retirer ou réduire les effets éventuels sur les altitudes du profil ou de la crête, ou les altitudes de la crête peuvent être ajustées pour prendre en compte des conditions locales.

7.3.6 Influence de la rugosité du lit et de la géométrie du cours d'eau sur les écoulements

La géométrie du chenal est la forme de la section perpendiculaire à la direction de l'écoulement ; elle doit être connue avant d'entreprendre n'importe quelle étude hydraulique. Elle est définie par la géométrie de la section et la hauteur de l'écoulement, telles qu'indiquées à la figure 7.26. La géométrie du chenal évolue dans le temps en réponse à des influences qui fluctuent, telles que les événements hydrologiques, la végétation des rives ainsi que les changements d'origine humaine. Cela est particulièrement vrai en des endroits où les chenaux des cours d'eau présentent des lits mobiles.

Le profil longitudinal est l'altitude du chenal, observée en le parcourant dans sa longueur, et il décrit la pente du chenal. D'autres paramètres identifiés à la figure 7.26 sont la hauteur d'eau (h), la largeur au miroir (B), la section mouillée (A_c) ainsi que le périmètre mouillé (P). Le rayon hydraulique (R) est défini comme la section mouillée divisée par le périmètre mouillé. Dans certaines situations, la théorie du régime a établi une relation entre le rayon hydraulique et le débit (cf. par exemple l'encadré 7.11).

La topographie du bassin versant établit la pente de la surface du terrain et influence grandement la pente du chenal. Les altitudes au sein du bassin versant déterminent la quantité d'énergie potentielle d'un bassin versant. Une énergie potentielle qui se convertit en d'autres formes d'énergie, principalement en énergie cinétique, lorsque s'amorce le ruissellement, et se transmet vers l'aval en direction de l'exutoire du bassin.

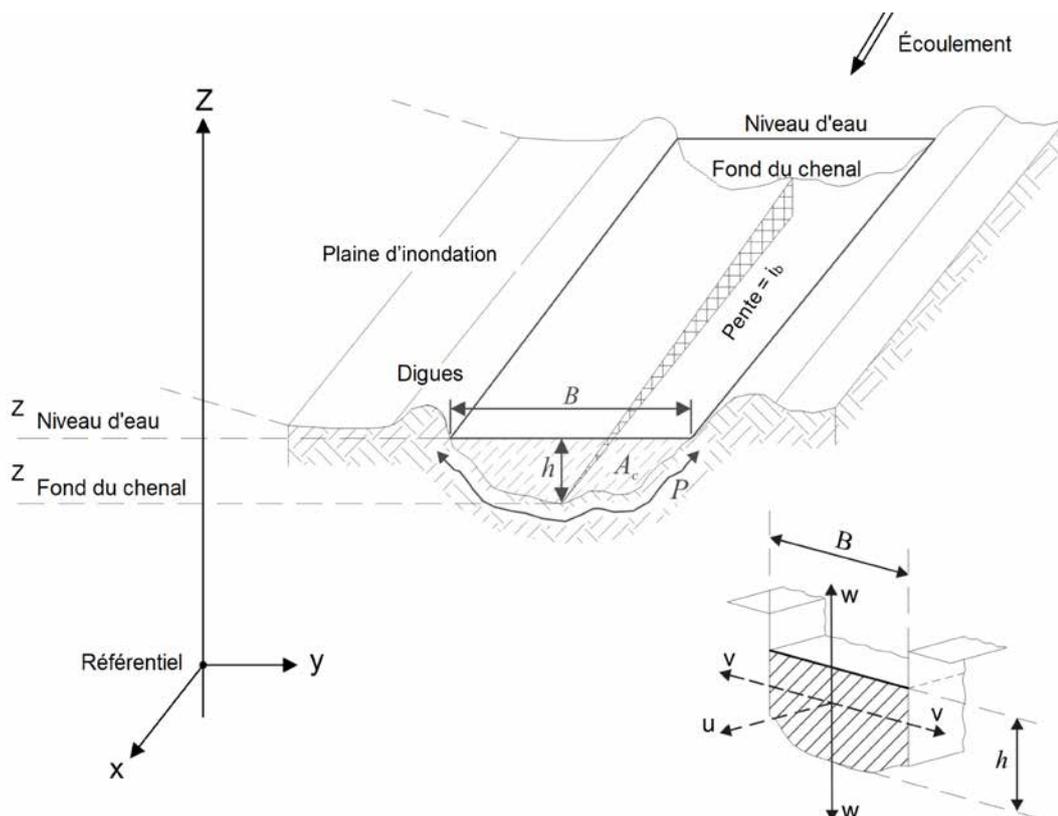


Figure 7.26 **Géométrie d'un cours d'eau**
(source : CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

Encadré 7.11 Relation de régime simplifié de Lacey entre débit et hauteur d'eau	
<p>L'équation du régime de Lacey, mettant en lien le débit avec le rayon hydraulique (CIRIA, CUR, Cerema, 2007), peut être appliquée à de nombreux chenaux de cours d'eau alluviaux, ou de canaux d'origine humaine avec un faible transport sédimentaire, c'est-à-dire ceux où les concentrations de sédiments se situent entre 100 et 2 000 mg/l avec des tailles de grains de sédiments situées entre 0,1 et 0,5 millimètres. L'équation de régime comprend le facteur de sédiments de Lacey, f, qui est situé entre 0,3 et 1,0 pour un substrat limoneux :</p>	
$R = 0.47 Q^{1/3} / f^{1/3}$	(7.16)
<p>Où :</p> <p>R = rayon hydraulique (m)</p> <p>Q = débit (m³/s)</p> <p>f = facteur de sédiments de Lacey</p>	

7.3.6.1 Effet de la rugosité du lit sur l'écoulement

L'effet de la rugosité du lit sur les écoulements peut être évalué en utilisant les formules soit de Manning-Strickler, soit de Chézy.

Formule de Manning-Strickler

La vitesse moyenne de l'écoulement dans une section en travers, v (m/s), peut être calculée en utilisant la formule de Manning-Strickler donnée par l'équation 7.17.

$$v = \frac{R^{2/3} \tau^{1/2}}{n} \tag{7.17}$$

Où :

R = rayon hydraulique (m), le rapport de la section mouillée au périmètre mouillé

i = pente de la ligne d'énergie ou pente de la surface de l'eau

n = coefficient de rugosité de Manning

Le coefficient n de Manning prend en compte la rugosité des rives et du lit. La rugosité provoque des pertes de charge par frottement, qui deviennent d'autant plus significatives que les rugosités augmentent. La rugosité dépend principalement de la nature des matériaux du lit du cours d'eau et de la végétation le long des berges.

Cowan (1956) présente une procédure destinée au calcul du coefficient de Manning, n , basée sur la combinaison de différents facteurs utilisant l'équation 7.18 :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m_5 \quad (7.18)$$

Où :

n_0 = facteur dépendant du matériau du chenal et déterminé par la formule de Strickler ($n_0 = 0.048D_{50}^{1/6}$, ou avec $n_0 = 0.038D_{90}^{1/6}$ (Simons et Senturk, 1992), où D_{50} et D_{90} sont des tailles de grains ne dépassant pas 50 ou 90 % de la masse du sédiment du lit. La relation entre n_0 et D_{90} est approximativement constante pour un intervalle de profondeurs relatives vérifiant $7 < h/D_{90} < 150$

n_1 = facteur dépendant de la rugosité de surface

n_2 = facteur dépendant des variations de la forme de la section en travers

n_3 = facteur dépendant de l'effet des obstructions (par exemple les ponts)

n_4 = facteur dépendant de la végétation modifiant les conditions d'écoulement

m_5 = coefficient indiquant le degré de sinuosité du chenal.

Le tableau 7.25 fournit des valeurs typiques de coefficients utilisés au niveau de l'équation 7.18.

Tableau 7.25 Valeurs du coefficient de Manning proposées par l'US Soil Conservation Service (Chow, 1959)

Conditions de chenal		Composantes de n	
Matériau impliqué	Terre	n_0	0,020
	Grave		0,025
	Graviers fins		0,024
	Graviers grossiers		0,028
Degré de rugosité	Faible	n_1	0,000
	Mineure		0,005
	Modéré		0,010
	Sévère		0,020
Variations de section en travers du chenal	Graduelles	n_2	0,000
	Alternant occasionnellement		0,005
	Alternant fréquemment		0,010 à 0,015
Effet relatif d'obstructions	Négligeable	n_3	0,000
	Mineur		0,010 à 0,015
	Significatif		0,020 à 0,030
	Sévère		0,040 à 0,060
Végétation	Peu importante	n_4	0,005 à 0,010
	Intermédiaire		0,010 à 0,025
	Importante		0,025 à 0,050
	Très importante		0,050 à 0,100
Degré de présence de méandres	Mineur	m_5	1,000
	Significatif		1,150
	Sévère		1,300

James (1994) a proposé une expression linéaire pour m_5 (équation 7.19), dépendant de la sinuosité I_s (cf. section 7.3.1).

$$m_5 = \begin{cases} 1.0 & \text{for } I_s = 1.0 \\ 0.57 + 0.43I_s & \text{for } 1.0 < I_s \leq 1.7 \\ 1.3 & \text{for } I_s > 1.7 \end{cases} \quad (7.19)$$

La formule de Manning-Strickler (cf. équation 7.17) peut être appliquée pour une valeur moyenne de n , lorsque les débits correspondant à la surface d'eau observés sont connus. Si les données montrent que n varie avec la hauteur de l'eau, n doit être déterminé à partir d'une courbe de n en fonction de la hauteur d'eau, ou à partir du profil observé correspondant le mieux à la hauteur d'eau du profil souhaité. Si aucun enregistrement n'est disponible, alors les valeurs calculées de n pour des conditions similaires de cours d'eau, ou les valeurs obtenues à partir des données expérimentales, peuvent être utilisées en tant que guide pour sélectionner des valeurs de n qui correspondent. Des tableaux et des photographies fournies par Chow (1959) peuvent être utilisés comme repères lors du choix de ces valeurs de n . Lorsque des mesures de débit sont effectuées pour déterminer les valeurs de n , il est souhaitable d'obtenir également les pentes des surfaces de l'eau. De telles données peuvent être utilisées pour en déduire davantage de valeurs fiables de n , que celles ne pouvant être déterminées qu'à partir des seules laisses de crue.

Le coefficient Strickler, K , peut être considéré comme l'inverse du coefficient de Manning ($K = 1/n$). Exprimant l'équation 7.17 comme une fonction de K , d'autres tableaux peuvent être déterminés pour caractériser la rugosité du lit du cours d'eau et pour calculer ses caractéristiques hydrodynamiques d'écoulement (Degoutte, 2001).

Un travail récent mené au Royaume-Uni sur l'estimation des débits a conduit au développement d'une nouvelle approche de la caractérisation des rugosités (Knight *et al.*, 2009), basée sur le concept de « rugosité d'unité », qui décrit des tronçons identifiables de frottement. Cette rugosité d'unité comprend trois composantes :

- matériau de surface (par exemple sol ou roches) ;
- végétation (au niveau du chenal ou du lit majeur) ;
- singularités (éléments plus importants tels que des racines d'arbres ou des déchets urbains).

Elle est calculée de la manière suivante, de façon à refléter la plus grande contribution des plus importantes composantes de la rugosité :

$$n_1 = (n_{\text{veg}}^2 + n_{\text{sur}}^2 + n_{\text{irr}}^2)^{0.5} \quad (7.20)$$

Cette approche est intégrée à un guide de la rugosité (Fisher et Dawson, 2003), qui donne les valeurs à utiliser et fournit des indications sur la rugosité en l'absence de données mesurées, mais en étant spécifique des sites du Royaume-Uni.

Formule de Chézy

La vitesse moyenne d'écoulement dans une section en travers, v (m/s), peut également être calculée à partir de la formule de Chézy sous la forme de l'équation 7.21:

$$v = C \sqrt{R \cdot i} \quad (7.21)$$

Où :

R et i sont définis comme au niveau de la formule de Manning-Strickler

C = coefficient de Chézy du frottement du lit ($m^{1/2}/s$)

Le coefficient, C , est une mesure de la rugosité du lit et des berges du cours d'eau, et a été défini par Bazin (1897), comme exprimé par l'équation 7.22 :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (7.22)$$

Où :

R est identique au paramètre de la formule de Manning-Strickler

γ = paramètre représentatif de la rugosité du lit ($m^{1/2}$)

Les valeurs de γ varient de 0,06 pour un lit lisse à 1,75 pour un lit herbeux avec des galets. Des développements supplémentaires de la méthode peuvent être trouvés dans Christensen (1972) et Prandtl (1925).

Il existe une relation entre les formules de Manning-Strickler et de Chézy à travers une description de C en fonction de R et de n .

L'encadré 7.12 présente une méthode de détermination du coefficient de Chézy basé sur la rugosité de la forme des grains et du lit.

7.3.6.2 Effet des obstacles sur l'écoulement

Les ouvrages présents au niveau de l'écoulement, tels que des pontons, des culées, des caissons, des batardeaux, des barrages, des enrochements (matériaux rocheux en pierres naturelles ou sous forme de blocs, qui empêchent le chenal d'ajuster ses limites), des ouvrages de type vannes ou encore des travaux, peuvent entraîner des changements marqués sur les points suivants :

- forme du profil vertical des vitesses ;
- amplitude locale de la vitesse d'écoulement ;
- niveau d'eau ;
- niveau de turbulence de l'écoulement.

Ces changements locaux de niveaux d'eau se répercutent en amont et en aval en fonction du profil en long de la ligne d'eau, comme évoqué aux sections 7.3.5 et 7.3.9, et comme visible sur la figure 7.25.

Encadré 7.12

Rugosité due à la forme des grains et du lit – coefficient de Chézy (d'après CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

Le présent Encadré examine des méthodes basées sur les caractéristiques de forme du lit, particulièrement développées par Van Rijn (1989). La rugosité hydraulique consiste en deux éléments :

- la rugosité des grains, k_{sg} (m)
- la rugosité de la forme du lit, k_{sd} (m).

La rugosité des grains, k_{sg} , peut être évaluée par l'équation 7.23 (Van Rijn, 1982).

$$k_{sg} = 3D_{90} \quad (7.23)$$

Pour des raisons d'ingénierie, la dispersion de k_{sg} dans le cas d'un sédiment classé peut être décrit par $k_{sg}/D_{90} = 1$ à 3.

En faisant l'hypothèse de manière relativement arbitraire que $D_{90}/D_{50} = 2$, ce qui implique que $k_{sg}/D_{50} = 4$ (des estimations réelles de D_{90}/D_{50} sont fournies par CIRIA, CUR, Cerema, 2007).

Pour des **sédiments uniformes**, l'intervalle de rugosité des grains est donné par $k_{sg}/D_{50} = 1$ à 2. En dépit de la dispersion, les meilleurs résultats sont en général obtenus en utilisant $k_s = D_{90} = 2 D_{50}$ pour des sédiments fins et $k_s = 2 D_{90} = 4 D_{50}$ pour des matériaux grossiers, en faisant l'hypothèse de l'absence d'irrégularités du lit.

La **rugosité de lit**, k_{sd} , doit être calculée en utilisant des prédictions de rugosité fournis par Van Rijn, 1989. La relation empirique (cf. équation 7.24) est basée sur les dimensions de la forme des lits sableux présents au niveau des lits de cours d'eau.

$$k_{sd} = 1.1D_b (1 - \exp(-25D_b/L_b)) \quad (7.24)$$

Où D_b = hauteur moyenne de la forme du lit (m) et L_b = longueur moyenne de la forme du lit (m).

Les valeurs de D_b et L_b dépendent du régime d'écoulement et doivent être déterminées à partir de relevés au sonar du lit du cours d'eau. La rugosité hydraulique générale est donnée par l'équation 7.25.

$$k_s = k_{sg} + k_{sd} \quad (7.25)$$

En général, la contribution de k_{sg} à la rugosité hydraulique est réduite par comparaison à la contribution de k_{sd} . Remplacer k_s conformément aux formules ci-dessus au niveau de l'équation correspondant au coefficient de Chézy produit généralement des valeurs dans l'intervalle $C = 25$ à $60 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

À noter que pour un lit limoneux (par exemple au niveau d'estuaires), C peut atteindre de 80 à $90 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

D'autres méthodes de détermination de la rugosité hydraulique existent (par exemple EDF *et al.*, 1992).

La présence de digues dans le lit majeur adjacent peut également produire un changement significatif des courants au niveau des chenaux. L'encadré 7.13 présente un exemple où la digue peut avoir une influence sur le chenal du cours d'eau.

La végétation du lit du cours d'eau et des rives peut affecter de façon significative la forme et la surface de la section disponible, et peut potentiellement introduire une incertitude majeure au niveau des estimations de débit et de niveau d'eau. Dans des climats tempérés, la couverture végétale, particulièrement au-dessus du niveau de l'eau, peut varier en nature et en densité en raison des changements saisonniers et des opérations d'entretien. La caractérisation de la couverture végétale au niveau d'un site existant, ou l'identification de variétés locales dans le cas de la conception d'une nouvelle digue, sont des composantes importantes du recueil de données sur le site (cf. section 7.9.2 concernant les relevés de terrain de la végétation). En termes d'hydraulique, l'impact de la végétation sur la géométrie du cours d'eau est habituellement pris en compte dans l'estimation de la rugosité de la section en travers de cours d'eau (cf. section 7.3.6.1 pour le coefficient de Manning).

Encadré 7.13

Effet d'une digue sur le chenal d'un cours d'eau

L'implantation d'une digue au sein d'une lit majeur de cours d'eau provoque un rétrécissement de l'écoulement, c'est-à-dire une diminution en largeur ; ce qui influence la hauteur d'eau et le gradient de surface hydraulique. En utilisant la méthode de Chézy (cf. également section 7.3.6.1), où $B \gg h$, les changements pouvant être attendus sont évalués (à noter que le suffixe 0 indique une situation initiale non modifiée, et le suffixe 1 un état modifié).

Équations de débit du cours d'eau :

$$\text{Continuité : } Q_0 = Q_1 \quad (7.26)$$

$$\text{Mouvement : } Q = BC\sqrt{h^3S} \quad (\text{équation de Chézy}) \quad (7.27)$$

Équations de transport de sédiment :

$$\text{Continuité : } S_0 = S_1 \quad (7.28)$$

$$\text{Mouvement : } S = Bav^b \quad (7.29)$$

Où :

- Q = débit (m^3/s)
- v = vitesse moyenne d'écoulement (m/s)
- B = largeur au miroir (m)
- C = coefficient de Chézy ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$)
- h = hauteur d'eau (m)
- S = pente (m/m)
- a, b = coefficients dépendant de la méthode utilisée.

Où :

- $Q_0 = Q_1$ puisqu'il n'y a pas de possibilité de stockage pour réduire l'écoulement, il convient de ne retenir aucune entrée additionnelle en présence d'une digue
- $B_0 > B_1$ en raison d'un empiètement de digue sur le lit majeur
- $S_0 < S_1$ puisque le chenal est réduit et que $Q_0 = Q_1$
- $h_0 < h_1$ attendu en raison d'un empiètement de digue sur le lit majeur
- $A_{c0} > A_{c1}$ puisque la surface de la section en travers de chenal décroît en raison de la présence de la digue.

Évaluation :

- la vitesse décroît en raison de l'accroissement de S et de h , tandis que B décroît et que Q reste constant ;
- la continuité sédimentaire est perturbée en raison de l'accroissement de la vitesse ;
- le déplacement de sédiments augmente en raison d'une plus grande vitesse v , qui augmente la hauteur d'eau h , c'est-à-dire abaisse le fond du lit ;
- abaisser le lit augmente la hauteur des berges et peut provoquer leur instabilité.

7.3.7 Répartition des vitesses d'écoulement

L'écoulement dans un cours d'eau n'est généralement pas uniforme, mais au contraire varie à la fois verticalement et horizontalement. Par conséquent, évaluer les forces de cisaillement au niveau du lit du cours d'eau ou de ses rives peut nécessiter de connaître davantage que la seule vitesse moyenne v . La répartition des vitesses verticale et/ou horizontale peut ainsi avoir à être déterminée. La présente section examine des vitesses non uniformes et d'autres considérations de conception nécessitant une évaluation plus détaillée de la configuration réelle, en particulier :

- le profil vertical des vitesses ;
- la répartition des vitesses sur le plan transversal ou horizontal ;
- la rugosité du lit ;
- les sections en travers complexes (rives et chenaux).

La force de cisaillement du lit est introduite à la section 7.3.9, et il s'agit d'un important paramètre concernant les deux premiers éléments énumérés ci-dessus, affectant les caractéristiques de l'écoulement aussi bien que la réponse du lit.

Pour les cours d'eau, le facteur dominant de l'analyse et de la conception des digues est le débit du cours d'eau ainsi que les hauteurs d'eau et la vitesse du courant associées au pic de crue. Une vitesse locale représente également un paramètre direct de la contrainte en raison de l'interaction avec la surface de la digue. Puisque la vitesse varie avec le débit, des calculs doivent être effectués pour un certain nombre de débits, de manière à déterminer les vitesses les plus importantes agissant sur ou contre la digue.

Les interactions de la présente section avec d'autres sections au sein du guide sont résumées à la figure 7.27.

Les techniques modernes d'analyse des vitesses d'écoulement concernant les digues comprennent l'utilisation de modèles numériques. Ces modèles hydrauliques peuvent également inclure des dispositions pour effectuer des calculs de transport de sédiments.

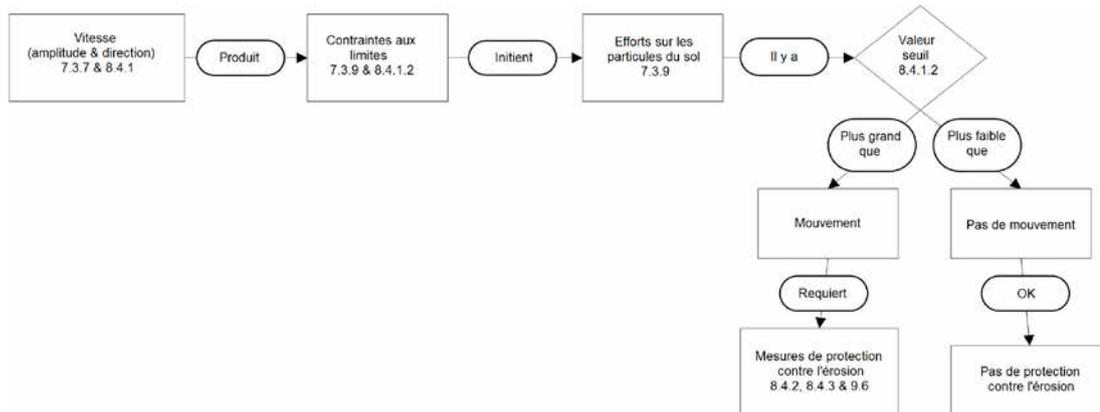


Figure 7.27 Relation entre les sections du guide traitant du courant et de la vitesse

7.3.7.1 Répartition des vitesses de base

La présence d'une surface libre et d'un frottement le long des parois du chenal est à l'origine d'une répartition non uniforme des vitesses au sein de la section du chenal (cf. figures 7.28 à 7.30). La vitesse maximum est environ 10 à 30 % plus importante que la vitesse moyenne de la section en travers ($v=Q/A_c$).

Lorsque la hauteur d'eau moyenne, h (m) est petite en comparaison de la largeur au miroir, B (m), par exemple lorsque B/h est de vingt ou plus, la valeur de la vitesse moyenne de la section en travers peut être approchée par l'équation 7.30.

$$v = \frac{Q}{(B \cdot h)} \tag{7.30}$$

Lorsque ni le débit instantané ni une courbe de tarage ne sont disponibles, la vitesse moyenne de l'écoulement, v , dans une section transversale de cours d'eau, peut être obtenue pour un écoulement uniforme régulier à partir des formules de Manning-Strickler ou de Chézy (cf. section 7.3.6.1).

La répartition des vitesses, à la fois verticalement et horizontalement, peut être calculée si les conditions hydrauliques sont connues. Pour un fond rugueux, $\frac{u_* \times D}{v} > 70$, la répartition verticale des vitesses $u(z)$ peut être approchée par un profil logarithmique soit l'équation 7.31.

$$u(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \tag{7.31}$$

Où :

D = diamètre des grains des matériaux du lit ou taille des matériaux représentative de k_s , la rugosité hydraulique (m) (cf. encadré 7.12)

- u_* = vitesse de frottement (m/s) (cf. équations 7.46 et 7.47)
 z = niveau défini par rapport au fond du lit à la verticale du point (hauteur d'eau locale)
 z_0 = niveau de référence à proximité du lit (m) – défini ci-dessous
 κ = constante de Von Karman ($\kappa = 0.4$)

Le niveau de référence à proximité du lit, z_0 , est défini par $v(z = z_0) = 0$. z_0 doit être calé mais, pour $u_* \cdot k_s / \nu > 70$, où k_s est la rugosité hydraulique (m) et ν le coefficient de viscosité cinématique (m²/s), z_0 peut être approché par :

$$z_0 = 0,033k_s \quad (7.32)$$

L'équation 7.31 implique que la vitesse atteint un maximum au niveau de la surface de l'eau, et donc que $v_{max} = u(h)$. La vitesse $u(z)$ devient juste égale à v pour $z = 0,37h$. Au niveau de la figure 7.28, le profil de vitesse est indiqué sous une forme logarithmique sans dimension.

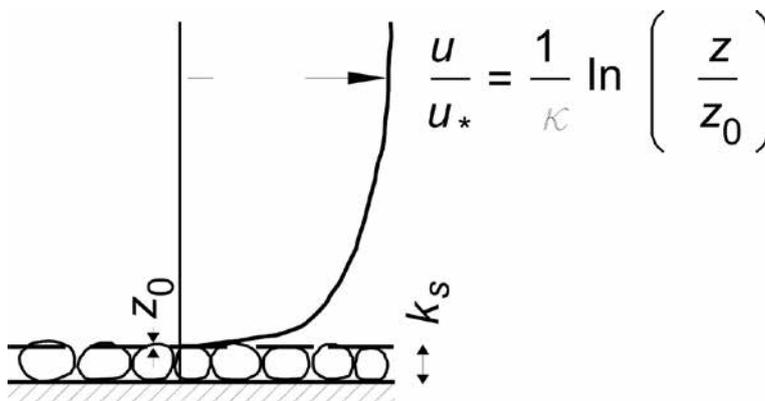


Figure 7.28 Profil vertical des vitesses – logarithmique
(d'après CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

Pour de nombreuses applications d'ingénierie, la répartition des vitesses peut être approchée par une fonction de puissance de z/z_{max} , comme le définit l'équation 7.33.

$$u = u_{max} (z/z_{max})^p \quad (7.33)$$

Où :

u_{max} = vitesse maximum à la surface

L'exposant « p » dépend de la rugosité du lit et du nombre de Reynolds (Ackers, 1958). Les valeurs typiques pour « p » sont comprises entre 0,16 et 0,10.

Historiquement, on a appliqué la relation de Manning-Strickler à des sections transversales plus complexes. Les méthodes destinées à l'étude des sections en travers complexes divisent la section en différentes parties, chacune utilisant des coefficients différents pour calculer la vitesse moyenne dans le sous-domaine. Les vitesses distinctes peuvent être utilisées pour calculer une moyenne sur une section en travers, ou peuvent être chacune utilisées séparément pour étudier les forces de cisaillement aux limites de la section concernée — par exemple à proximité de la berge pour évaluer les besoins de protection. Chow (1959), Henderson (1966), ainsi que James et Wark (1992) présentent des méthodes supplémentaires d'étude des sections en travers complexes.

7.3.7.2 Répartition des vitesses dans le plan horizontal

La répartition des vitesses dans le plan horizontal provient de la présence de berges des deux côtés d'un chenal. La figure 7.29 montre la répartition des vitesses dans la direction transverse. La vitesse des écoulements à proximité d'une berge dans un chenal rectiligne, influencée par la force de cisaillement agissant le long de ses berges, peut être de 25 % inférieure à la vitesse au niveau de l'axe principal du chenal. À l'inverse, lorsque les chenaux possèdent de nombreux méandres, la vitesse peut être la plus importante à proximité de la partie convexe de la berge, en raison de l'effet de Coriolis et de l'action centrifuge de l'écoulement. La partie convexe de la berge est à la partie extérieure d'une courbe de méandre, alors que la partie concave d'une berge est située à l'intérieur d'une courbe.

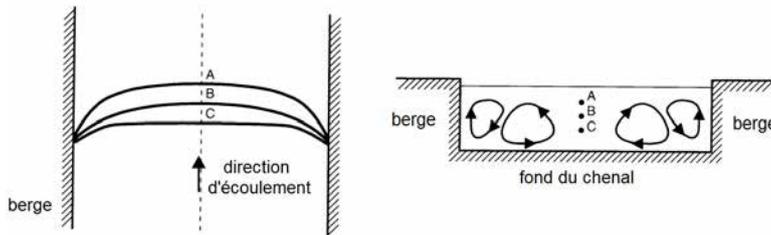


Figure 7.29 Profil des vitesses dans le plan horizontal (d'après CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

7.3.7.3 Répartition dans la section transversale

La vitesse maximum mesurée au niveau des chenaux ordinaires est généralement située entre 5 et 25 % de la hauteur d'eau en dessous de la surface. Dans des chenaux naturels, la hauteur de la plus grande vitesse est observée plus en profondeur et plus près des rives. La figure 7.30 illustre les caractéristiques générales de la répartition des vitesses d'une section de chenal rectangulaire et les courbes iso-vitesses au sein de la section en travers.

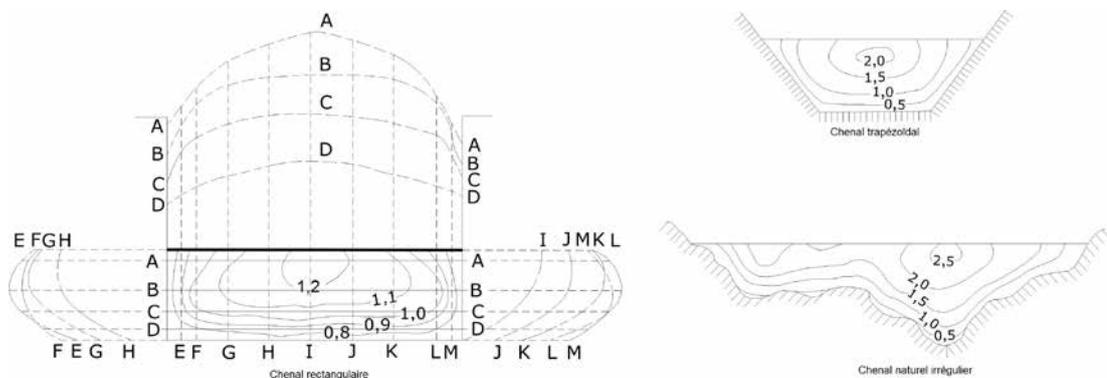


Figure 7.30 Répartition des vitesses au sein d'un chenal rectangulaire, d'un chenal trapézoïdal ou d'un chenal naturel irrégulier (d'après Chow, 1959 et CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

7.3.7.4 Courants locaux et secondaires

Lorsque des changements de géométrie du cours d'eau, des modifications dans la rugosité du lit ou des ouvrages sont intervenus, la répartition des courants devient tridimensionnelle et des modèles adaptés doivent être utilisés. La composante de vitesse au niveau de la section en travers est généralement faible et insignifiante par rapport aux composantes longitudinales de la vitesse. Toutefois, au niveau des rivières naturelles avec des sections transversales irrégulières au niveau des méandres, la répartition des vitesses d'écoulement diffère de celle d'un chenal rectiligne. Dans les lits présentant des méandres, les courants locaux peuvent provoquer un mouvement en spirale qui est un phénomène important à

prendre en compte au moment de la conception. Au niveau des méandres, la courbure de l'écoulement provoque une pente transversale de la surface de l'eau, ir, une circulation secondaire se met en place et s'agrège avec l'écoulement principal dans un écoulement en spirale. Dans les cas extrêmes, cette composante peut avoir pour effet de surélever les hauteurs d'eau au niveau de la partie convexe du chenal, c'est-à-dire qu'un niveau d'eau plus important existe à l'extérieur de la courbe par rapport au niveau relevé à l'intérieur de celle-ci.

Les interactions avec les ouvrages contribuent de manière significative aux courants locaux. Des exemples habituels sont les tourbillons entre des épis de digues ou en des lieux où la traversée de routes contraint les écoulements dans le lit majeur.

Puisque les types d'écoulement examinés au sein du présent document sont hautement dépendants des conditions locales et de nature complexe, aucun conseil pratique ne peut être donné. Des modélisations physiques sont recommandées en plus des modèles numériques 2D ou 3D qui peuvent être capables d'apporter des informations sur les caractéristiques à attendre en matière d'écoulement.

7.3.7.5 Turbulence

La turbulence peut avoir un impact local considérable sur la stabilité et sur les mouvements de sédiments ainsi que sur les enrochements mis en place. Lorsqu'elle s'ajoute à la vitesse locale moyenne dans le temps, u (m/s), la composante de vitesse aléatoire, u' (m/s), provoque une augmentation de la vitesse instantanée effective : $u + u'$. Pour évaluer la stabilité des sédiments et des enrochements, il est important de noter que la plupart des formules de stabilité font l'hypothèse d'une turbulence normale. Lorsque la turbulence dépasse un niveau normal, une correction de vitesse doit être appliquée. Un ajustement habituel utilisé pour prendre en compte des niveaux de turbulence plus importants met en œuvre l'intensité de turbulence, r .

Les intensités normales de turbulence peuvent être caractérisées par $r \approx 0,1$ (10 %), qui est observé au niveau d'écoulements uniformes en canal de laboratoire ainsi que dans des cours d'eau avec des régimes d'écoulement lents ou avec un lit plat ou ridé, excluant les lits avec des dunes de sable importantes. Au-dessus d'un lit rugueux s'appliquent des valeurs de $r \approx 0,15$ (15 %). Les niveaux de turbulence au-dessus de ces niveaux normaux de 10 à 15 pourcent sont classiquement le produit d'une interaction hydraulique entre l'écoulement et les ouvrages, y compris :

- la séparation des écoulements (élargissement soudain de la section en travers d'écoulement) ;
- des détachements de tourbillons (piles de ponts, gros enrochements) ;
- des changements au niveau du lit et/ou de la pente de frottement.

L'application de l'ajustement pour prendre en compte l'effet de turbulences a pour résultat une vitesse modifiée de $u(1 + r)$.

Des écoulements fortement turbulents peuvent être observés dans un certain nombre de situations, comme illustré à la figure 7.31. Les projets de digue peuvent comprendre l'une ou plus de ces situations et il est indispensable de prendre en compte les effets des turbulences sur les courants à proximité d'une digue.

Avertissement

Des niveaux excessivement élevés de turbulence peuvent persister à des distances considérables d'un ouvrage ou d'un ressaut hydraulique et doivent être pris en compte lors d'un calcul de stabilité.

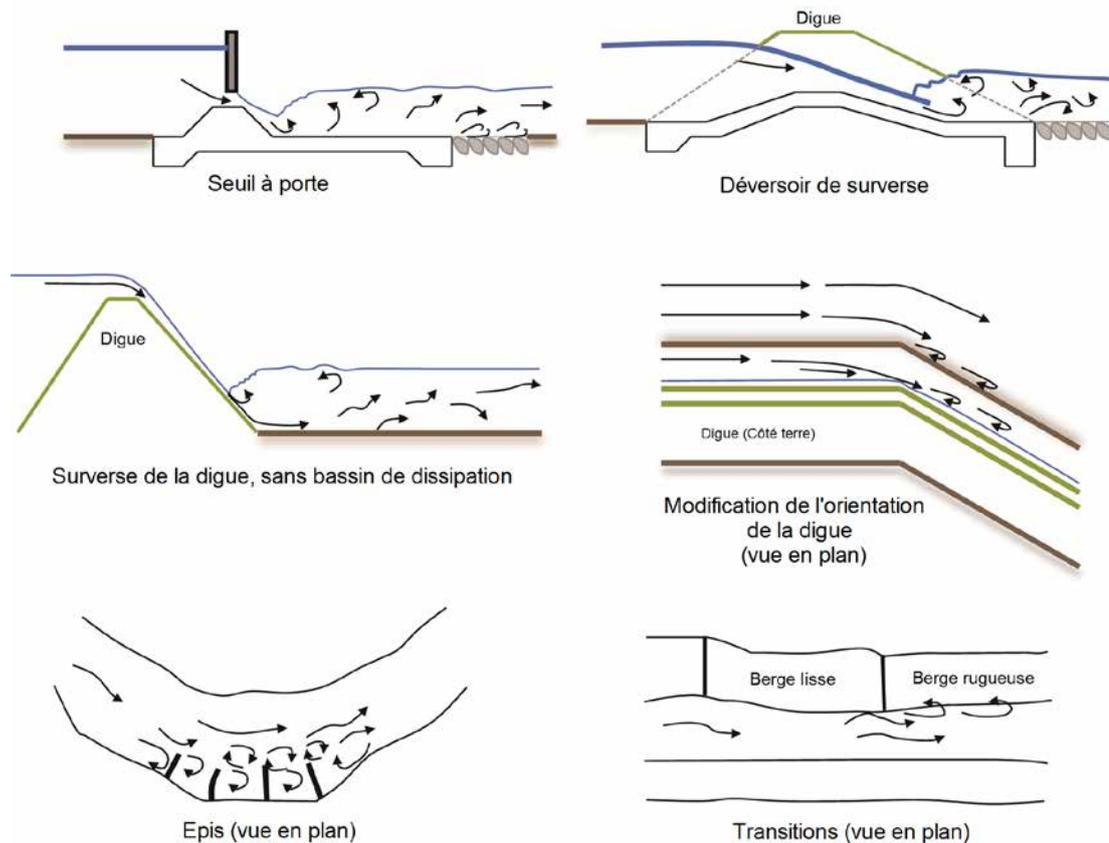


Figure 7.31 Exemples de situations présentant un niveau élevé de turbulence (d'après d'Escameia, 1998)

7.3.8 Modélisation des processus hydrauliques

L'analyse des données disponibles ne fournit qu'une partie de la vision nécessaire pour apprécier un projet de digue. C'est pourquoi il est nécessaire d'employer différentes formes de modèles pour évaluer le comportement d'un projet et la réponse d'un cours d'eau à celui-ci. Le type et la complexité du modèle dépendent de la taille du projet, du comportement du cours d'eau dans le passé, ainsi que des conditions locales d'intérêt particulier.

L'objectif premier d'un modèle hydraulique est de donner des informations sur les niveaux d'eau d'un cours d'eau permettant de dimensionner la digue. Cela comprend le développement de relations hauteur-débit sur le territoire concerné par le projet. De manière semblable à une courbe de tarage hauteur-débit déduite des données observées au droit d'une station de jaugeage (cf. section 7.3.2), la relation hauteur d'eau-débit déduite de la modélisation peut être utilisée pour décrire les conditions au sein de telle ou telle section en travers le long du modèle et inclure des changements hydrauliques ou d'autres changements résultant de la mise en place du projet.

Les catégories de base des modèles hydrauliques sont les suivantes :

- techniques analytiques comprenant des relations empiriques simplifiées ou même des règles intuitives issues de l'expérience ;
- modèles numériques (ou mathématiques), souvent sous forme informatique ;
- modèles physiques – les modèles réduits sont conçus et utilisés sur la base de leur bonne description des phénomènes. Ils ne sont généralement utilisés que pour l'étude d'un comportement complexe et le présent guide ne les aborde que de façon limitée. Le thème des modèles physiques est largement traité par Franco (1978) et Yalin (1971).

Lors d'une évaluation initiale, des modèles très simplifiés peuvent être utilisés, y compris des équations de régression régionale, des relations empiriques ou des diagrammes de conception. L'utilisation de ces approches est généralement limitée à l'évaluation des conditions actuelles au niveau du site. Le travail de modélisation prend de l'importance lorsque les études avancent au travers de l'évaluation de différentes options et concernent la conception finale du projet.

Les modèles numériques sont des outils essentiels pour résoudre un ensemble d'équations mathématiques décrivant des variables utiles à prendre en compte. Ces équations représentent les processus physiques sous-jacents, y compris l'énergie et le mouvement au niveau d'un écoulement en chenal ouvert. Les modèles numériques peuvent être utilisés pour l'évaluation de différentes options, en ajustant les paramètres en entrée pour refléter les changements programmés, et en modifiant ainsi les relations hauteur-débit, qui peuvent alors être comparées à une situation de référence et à une situation dans l'avenir, dans des conditions correspondant à une absence de projet. Il n'est donné ici qu'un court aperçu de cette question.

Les modèles numériques (ou mathématiques) ne peuvent être construits pour des phénomènes simplifiés que lorsque :

1. la compréhension des processus à l'œuvre est encore limitée et a besoin d'être exprimée par des équations mathématiques ;
2. les coûts du traitement, en termes de budget et de temps, ne seraient pas envisageables.

L'utilisation des modèles physiques est également limitée pour les raisons suivantes :

- le coût des études mettant en œuvre un modèle physique limite l'échelle de l'étude ;
- il convient d'utiliser un modèle physique suffisamment petit, avec une échelle de temps qui permette des tests dans la période de temps disponible pour l'étude ;
- la réduction d'échelle introduit des effets d'échelle.

Un modèle mathématique n'est pas soumis à des effets d'échelle, mais il ne peut reproduire que le phénomène traduit en équations mathématiques. Les modèles numériques peuvent être utilisés pour résoudre des équations d'écoulement régulier ou irrégulier.

Avertissement

La confiance dans une quelconque approche de modèle est fonction de sa capacité à reproduire le comportement observé dans le monde réel. Une partie fondamentale de la mise en place d'un modèle utile comprend l'ajustement des paramètres du modèle pour reproduire les données observées, processus connu sous le terme de « calage du modèle ». Le calage peut chercher à reproduire les pointes de crue observées, des hydrogrammes d'événements continus (modèles d'écoulements transitoires), ou des tendances générales.

L'encadré 7.14 présente un exemple de modèle informatique utilisé pour évaluer différents paramètres en lien avec les cours d'eau.

Encadré 7.14

Le système d'estimation du transport (CES) du Royaume-Uni

Le logiciel CES-AES (HR Wallingford, 2009) estime les transferts (notamment hauteurs d'eau et courbes de tarage), les vitesses spatiales et les forces de cisaillement au niveau des sections des cours d'eau. Il met en œuvre des calculs simples de courbes de remous sur le tronçon concerné. Il fournit également une base de données complète de la rugosité du cours d'eau, intégrant différentes informations à partir de plus de 700 références, y compris des photographies (en lien avec l'étude des habitats fluviaux) et un conseil sur la taille de la végétation et sa repousse. De plus, il peut calculer la surélévation du niveau d'eau (au-dessus du niveau moyen) en amont des ponts, d'autres ouvrages ou en amont d'obstructions, là où la largeur effective du chenal est réduite.

7.3.8.1 Méthodes analytiques

La relation la plus pertinente peut être établie de façon analytique avec une procédure d'ajustement statistique utilisant une régression standard. À la lumière de ces procédures statistiques, une forme de modèle est sélectionnée et les paramètres du modèle sont estimés. Les sorties du modèle sont alors comparées aux données observées de débit et de hauteur d'eau, de manière à optimiser la correspondance du modèle aux données à travers l'ajustement des paramètres. Le modèle peut prendre

la forme d'une simple relation de puissance utilisant deux ou trois paramètres, comme au niveau de l'équation 7.34, ou il peut impliquer de multiples paramètres (cf. équation 7.35) comme suggéré par Freeman *et al.* (1996). Cette technique n'est pas adaptée à l'évaluation des impacts à la suite de projets programmés de digue.

$$Q = aZ^b \tag{7.34}$$

$$Z = a + bQ^{1/2} + cQ^{1/3} + dQ^{1/4} + eQ^{1/5} + fQ^{1/6} \tag{7.35}$$

Où :

Q = débit (m³/s)

Z = hauteur d'eau (m)

a, b, c, d, e, f = paramètres du modèle étant estimés à partir de l'ensemble des données disponibles

7.3.8.2 Méthodes manuelles simplifiées

Avant l'arrivée des modèles numériques, des méthodes de résolution manuelle des équations hydrauliques correspondantes étaient utilisées pour calculer les niveaux de la surface de l'eau en des lieux sélectionnés. Ces niveaux d'eau calculés étaient utilisés pour établir le niveau d'eau retenu pour la conception, de même que pour étudier les impacts du projet. De nombreux modèles numériques 1D utilisés actuellement adoptent les mêmes méthodes de résolution des équations d'énergie, comme présenté ci-dessous.

Bien qu'ils ne soient pas compliqués, les calculs de bilan énergétique sont itératifs et peuvent être chronophages, particulièrement pour des géométries irrégulières de chenaux. Les avantages essentiels de l'utilisation de modèles numériques pour résoudre les équations sont que de nombreuses sections transversales peuvent alors être utilisées pour décrire des géométries complexes de chenaux, et qu'un grand nombre d'options peuvent être testées au cours d'une période de temps relativement réduite. À la place des modèles numériques, des calculs à la main peuvent être effectués en utilisant une rapide sélection des emplacements de sections transversales représentatives, incluant les changements significatifs de géométrie du chenal.

Le premier élément nécessaire au calcul des lignes d'eau est l'identification des emplacements des sections transversales nécessaires, de manière à rendre compte de la géométrie du chenal ainsi que des changements de rugosité. L'objectif est de placer des sections en travers à des intervalles qui divisent l'ensemble d'un bief en une série de tronçons, chacun étant aussi homogène que possible en termes de géométrie et de rugosité. Des recommandations spécifiques d'implantation des sections transversales peuvent être trouvées dans USGS (1992). D'une façon générale, il est possible de noter que des cours d'eau présentant une géométrie et une rugosité relativement uniformes nécessitent moins de sections, davantage espacées, tandis que les cours d'eau présentant une géométrie irrégulière, et d'une manière générale davantage d'irrégularités, nécessitent un plus grand nombre de sections avec un espacement permettant de créer des segments qui rendent compte des effets hydrauliques résultant des irrégularités.

Les lignes d'eau sont calculées à partir d'une section en travers et en direction de la suivante, en résolvant l'équation d'énergie (cf. équation 7.36) entre des sections adjacentes (cf. figure 7.32). Pour des écoulements fluviaux, les calculs débutent au niveau de la section située le plus en aval, puis se déplacent vers l'amont en progressant par étapes. Les calculs sont effectués dans l'ordre inverse pour un régime d'écoulement torrentiel. Les conditions au droit de la section en travers de départ doivent être connues ou estimées à partir des données disponibles. Les niveaux d'eau peuvent être calculés en faisant l'hypothèse d'une hauteur normale (en utilisant l'équation de Manning) pour la section, si aucune autre donnée n'est disponible. L'égalité de charge entre des sections adjacentes est écrite comme suit :

$$z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_f \tag{7.36}$$

Où :

z = altitude de la base des chenaux principaux (m)

y = hauteur d'eau au droit de la section en travers (m)

V = vitesse moyenne (m/s)

a = coefficient de pondération de la vitesse

g = accélération gravitationnelle (m/s²)

h_f = perte de charge entre les sites 1 et 2 (m)

Le suffixe 1 indique le site présentant une situation connue et le suffixe 2 représente le site devant être calculé, respectivement. Le site 1, connu, peut être en aval ou en amont du site 2, suivant que l'écoulement est fluvial ou torrentiel, respectivement.

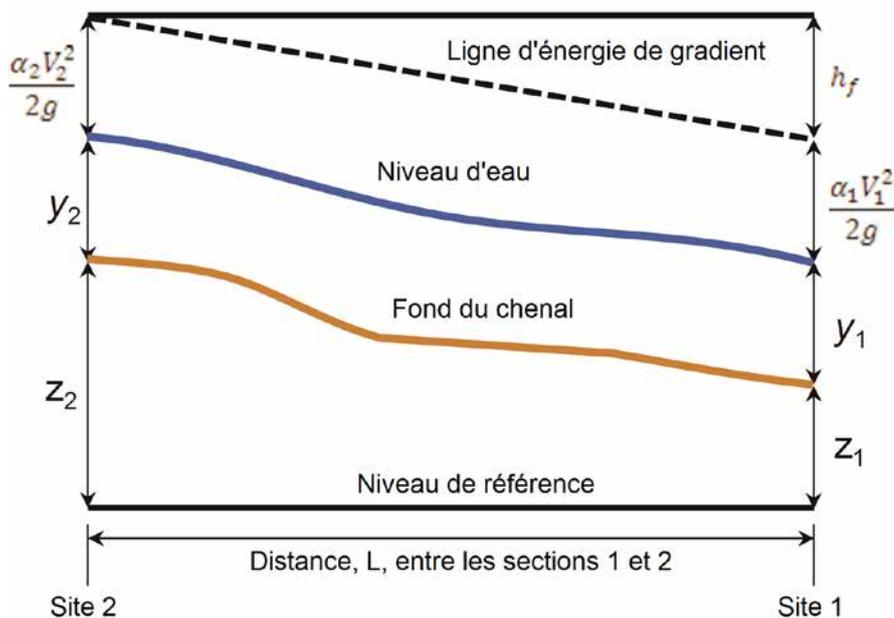


Figure 7.32 Représentation des termes de l'équation 7.36 pour un écoulement fluvial

La perte de charge (h_f) entre deux sections est composée de pertes dues aux frottements, ainsi que de pertes dues aux élargissements ou rétrécissements. L'équation des pertes de charge peut être écrite de la manière suivante :

$$h_f = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (7.37)$$

Où :

L = distance pondérée entre les deux sections (m)

S_f = pente de frottement représentative entre les deux sections

C = coefficient d'expansion ou de contraction

La distance de section pondérée pour le débit, L , est calculée comme :

$$L = \frac{L_{lob} Q_{lob} + L_{ch} Q_{ch} + L_{rob} Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}} \quad (7.38)$$

Où :

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = longueurs de tronçons pour l'écoulement en lit majeur gauche, dans le lit mineur et en lit majeur droit, respectivement ;

Q_{lob}, Q_{ch}, Q_{rob} = moyennes arithmétiques des débits des sections de lit majeur gauche, de lit mineur et de lit majeur droit respectivement.

La figure 7.33 apporte une définition visuelle du lit majeur gauche (sous-domaine A), du lit mineur (sous-domaine B) et du lit majeur droit (sous-domaine C).

La détermination de la débitance totale et du coefficient de vitesse d'une section nécessite que l'écoulement soit subdivisé en unités pour lesquelles la vitesse est répartie de manière uniforme. Une approche est de subdiviser l'écoulement au droit des points de débordement en utilisant les points de changement de rugosité (coefficient de Manning, n) comme points de rupture (cf. figure 7.34). La débitance au sein de chaque subdivision est calculée en utilisant l'équation de Manning, comme suit :

$$Q = VA = KS_f^{1/2} \tag{7.39}$$

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \tag{7.40}$$

Où :

- K = débitance pour la subdivision (m^3/s)
- n = coefficient de rugosité de Manning pour la subdivision ($s/m^{1/3}$)
- A = section mouillée de la subdivision (m^2)
- R = rayon hydraulique de la subdivision (section/périmètre mouillés de la subdivision) (m)

Chacune des débitances incrémentales au sein des lits majeurs peut être ajoutée pour obtenir la débitance totale en lit majeur. La débitance totale pour la section peut être obtenue en additionnant les débitances issues du lit majeur gauche, du lit mineur et du lit majeur droit, cf. figure 7.34.

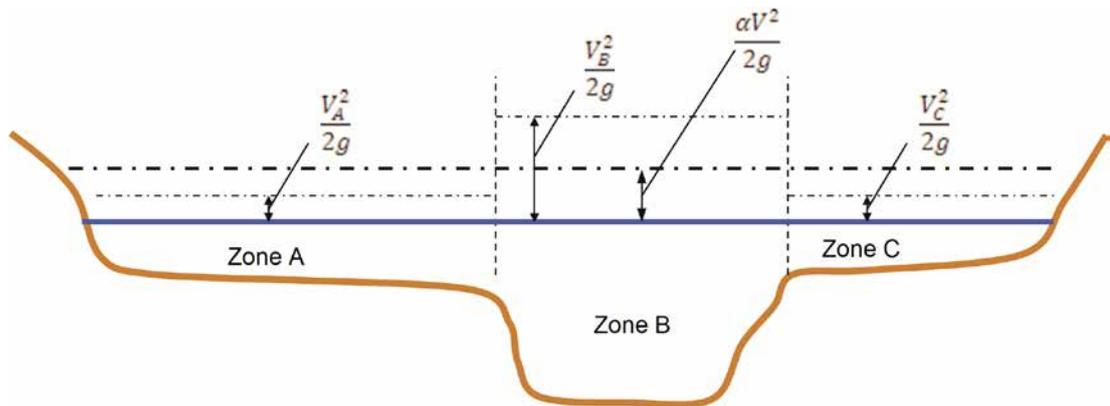


Figure 7.33 Exemple de la manière dont l'énergie moyenne est obtenue pour une section transversale complexe

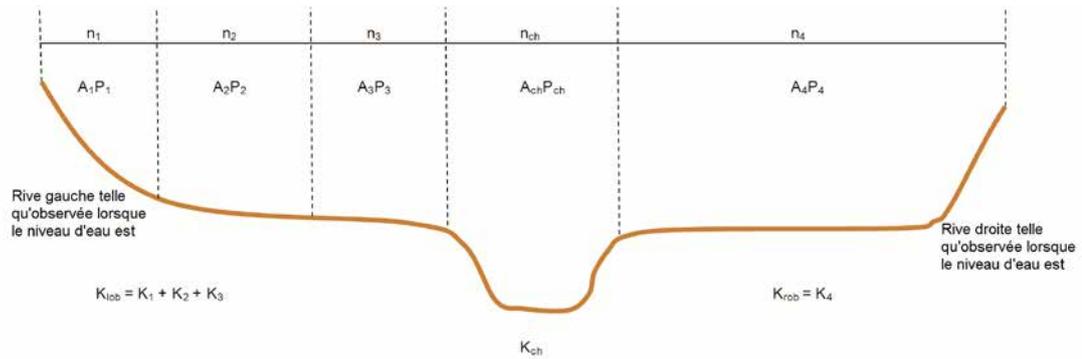


Figure 7.34 Méthode de calcul d'une débitance étudiée sous la forme de subdivisions

En termes généraux, le coefficient de vitesse α est calculé sur la base de la débitance de l'ensemble des subdivisions de l'écoulement : lit majeur gauche, lit mineur et lit majeur droit.

$$\alpha = \frac{[Q_A V_A^2 + Q_B V_B^2 + Q_C V_C^2]}{Q V^2} \quad (7.41)$$

Où :

$V_{A,B,C}$ = vitesse moyenne pour les sous-domaines A, B et C

$Q_{A,B,C}$ = débit pour les sous domaines A, B et C

La pente de frottement est évaluée comme étant le produit de la moyenne S_f et de L (cf. équation 7.37) entre les sections en travers adjacentes. La pente de frottement, la ligne de charge, dans chaque section transversalesont calculées à partir de l'équation de Manning, comme suit :

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 \quad (7.42)$$

La pente de frottement moyenne peut être calculée à partir de :

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (7.43)$$

Les pertes par contraction ou expansion peuvent être incluses par l'utilisation du coefficient C au niveau de l'équation 7.37. Des valeurs typiques de C sont indiquées au tableau 7.26.

Tableau 7.26 Valeurs typiques de coefficient d'expansion et de contraction correspondant à la méthode standard de résolution par étapes et à un régime d'écoulement fluvial (d'après USACE 2010)

Forme d'expansion ou de contraction	Coefficient de contraction	Coefficient d'expansion
Aucune perte de transition	0,0	0,0
Transitions graduelles	0,1	0,3
Sections de ponts classiques	0,3	0,5
Transitions brutales	0,6	0,8

Procédure de calcul : la surélévation inconnue de la surface de l'eau au droit de la section transversale est déterminée par une solution itérative des équations 7.36 et 7.37 pour chacun des débits concernés. Les calculs sont réalisés comme suit :

1. choisir le débit pour lequel la ligne d'eau doit être déterminée ;
2. identifier la géométrie du lit nécessaire ainsi que l'information touchant à la rugosité. Les subdivisions et les longueurs de sous-sections sont calculées ;
3. déterminer la cote de l'eau à l'extrémité aval (écoulement fluvial), site 1 ;
4. faire l'hypothèse d'une cote de l'eau au droit de la section en travers suivante vers l'amont (section en travers vers l'aval en cas de régime torrentiel), site 2 ;
5. sur la base de l'hypothèse de cote de l'eau, déterminer la débitance totale correspondante et la vitesse ;
6. avec des valeurs provenant de l'étape 5, calculer \bar{S}_f et résoudre l'équation 7.37 pour h_f ;
7. avec des valeurs provenant des étapes 5 et 6, résoudre l'équation 7.36 pour la cote de l'eau (WSEL) au niveau du site 2, WSEL2 ;
8. comparer la valeur calculée de WSEL2 avec l'hypothèse de valeur faite à l'étape 4. Répéter les étapes 4 à 8 jusqu'à ce que les valeurs correspondent, dans les limites d'une tolérance spécifiée, par exemple 0,003 mètre ;
9. la solution progresse ensuite d'un tronçon vers l'amont. La valeur calculée pour le site 2 devient la nouvelle valeur de site 1 (équivalent de l'étape 3 ci-dessus) et il convient de répéter les étapes 4 à 8 ;
10. les étapes 4 à 9 sont répétées de tronçon en tronçon jusqu'à ce que la ligne d'eau ait été calculée pour la totalité du linéaire de l'étude.

Les paramètres utilisés comme hypothèses de cote de l'eau, et pour un débit donné, lors des itérations successives, peuvent changer d'un test à l'autre. Le test initial peut être obtenu en projetant la hauteur d'eau de la section transversale précédente vers la nouvelle section transversale inconnue. Le second test de cote de l'eau peut être fixée par exemple à une cote choisie par hypothèse plus 70 pourcents d'erreur. Le troisième test et les tests suivants sont généralement effectués à partir d'une interpolation, par une projection du taux de variation observé entre les valeurs calculées et les hypothèses des deux tests précédents.

Une fois que la cote de l'eau possède le degré de confiance souhaité, une vérification rapide doit être effectuée en utilisant l'équation de Manning (les profils fluviaux doivent avoir des cotes plus importantes et les profils torrentiels des cotes plus faibles que la hauteur critique), de manière à s'assurer que la cote correspond bien au régime approprié.

Cette procédure est répétée en procédant par étapes pour l'ensemble des sections transversales, en utilisant la cote de l'eau la plus récemment calculée comme « nouveau » site 1 de la figure 7.35, lorsque l'information est connue. Les étapes 1 à 5 sont alors répétées pour calculer la cote de l'eau pour la nouvelle section transversale inconnue suivante (site 2 de la figure 7.35).

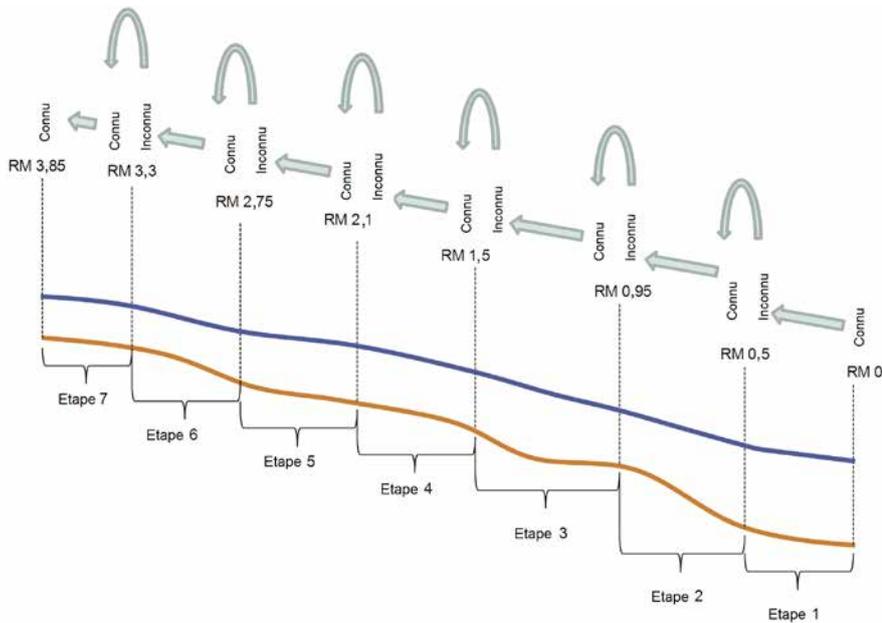


Figure 7.35 Résolution par étapes des cotes de l'eau pour un régime fluvial

Un exemple mettant en œuvre la méthode par étapes pour développer un profil en long de ligne d'eau est fourni par l'encadré 7.15.

Encadré 7.15
Exemple d'utilisation de la méthode par étapes pour déterminer une ligne d'eau

Description du problème : un chenal trapézoïdal transfère 100 m³/s d'eau. Le chenal varie en termes de rugosité, d'altitude, de largeur et de pente de berge le long du parcours, comme indiqué au tableau 7.27 et à la figure 7.36. Les pertes de charge par élargissement et contraction doivent être négligées. Calculer la ligne d'eau (seuls des calculs pour les quatre sections sont indiqués à titre d'illustration). Faire l'hypothèse d'une pente moyenne du lit de 0,0006 m/m. Puisqu'il n'y a pas de débordement, le coefficient de vitesse est pris égal à 1,0.

Tableau 7.27 Données de section en travers pour la Figure 7.36

Numéro de section en travers	Valeur de Manning	Longueur de la section aval, Δx (m)	Altitude du lit, z (m)
1	0,035	0	10
2	0,04	250	10,15
3	0,04	150	10,24
4	0,04	150	10,33
5	0,04	200	10,45
6	0,04	300	10,63

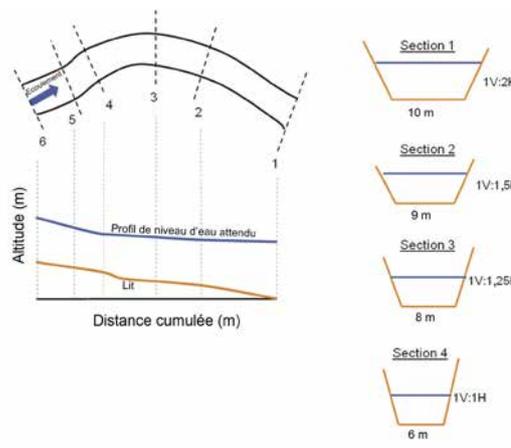


Figure 7.36 Vue en plan et profil en long d'un exemple de tronçon de cours d'eau

Étape 1 : $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ donné.

Étape 2 : cf. figure 7.36 et tableaux 7.28 et 7.29.

Étape 3 : la cote de l'eau pour la section 1 est prise comme hauteur normale – résoudre de façon itérative l'équation de Manning pour y_n .

Étape 4 : faire l'hypothèse de WSEL en section 2 en ajoutant la hauteur à la section 1 à l'altitude du lit de la section 2.

Étape 5 : calculer les paramètres de section, comme indiqué au tableau 7.29, rayon hydraulique = Col 5/Col 6, charge totale = Col 3 + Col 9.

Encadré 7.15 (suite)

Exemple d'utilisation de la méthode par étapes pour déterminer une ligne d'eau

Étape 6 : calculer K (équation 7.40), S_f (équation 7.42), \bar{S}_f (équation 7.43) et h_f (équation 7.37).

Étape 7 : calculer la cote de l'eau dans la section 2 (section en travers aval Col 3 + section en travers aval Col 9 – Col 9 + Col 15).

Étape 8 : comparer les cotes de l'eau de la section 2 avec la valeur de l'hypothèse – si pas dans une limite de 0,003 mètre, ajuster le WSEL de l'hypothèse et répéter les étapes 4 à 8 jusqu'à se trouver dans les limites de tolérance spécifiées (Col 16 – Col 3).

Étape 9 : une fois que le WSEL calculé dans la section 2 se trouve dans les limites de tolérance spécifiées, se déplacer vers l'amont pour calculer le WSEL de la section 3. Le WSEL calculé en section 2 devient le WSEL connu en aval – répéter les étapes 4 à 8.

Étape 10 : répéter les étapes précédentes jusqu'à ce que l'ensemble des sections en travers aient été traitées.

 Tableau 7.28 **Calculs pour une hauteur normale**

Itération #	y_n (m)	Périmètre mouillé, p (m)	Section mouillée, a (m ²)	Rayon hydraulique, r (m)	Q (m ³ /s)
1	4,000	27,89	40,00	1,43	36
2	4,250	29,01	78,63	2,71	107
3	4,109	28,37	74,84	2,64	100

 Tableau 7.29 **Calculs pour la méthode par étapes standard**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
section/emplacement	Itération #	cote de l'eau (m)	Hauteur d'eau y (m)	Section mouillée transversale A (m ²)	Périmètre mouillé p (m)	Rayon hydraulique r (m)	Vitesse moyenne v (m/s)	Charge dynamique $\alpha v^3/2g$ (m)	Hauteur totale h (m)	Transmissivité K	Pente de frottement S_f ($\times 10^{-4}$)	Pente moyenne de frottement \bar{S}_f ($\times 10^{-4}$)	Longueur de tronçon Δx (m)	Perte de charge par frottement h_f (m)	Cote calculée (m)	Erreur d'hypothèse (m)
1	1	14,109	4,109	74,84	28,37	2,64	1,34	0,091	14,200	4082	6	-	-	-	-	-
2	1	14,259	4,109	62,30	23,81	2,62	1,61	0,131	14,390	2957	11	9	250	0,218	14,286	0,028
	2	14,300	4,150	63,18	23,96	2,64	1,58	0,128	14,248	3015	11	9	250	0,213	14,284	-0,016
	3	14,283	4,133	62,82	23,90	2,63	1,59	0,129	14,412	2991	11	9	250	0,215	14,285	0,002
3	1	14,373	4,133	54,42	21,23	2,56	1,84	0,172	14,545	2548	15	13	150	0,199	14,439	0,066
	2	14,500	4,260	56,76	21,64	2,62	1,76	0,158	14,658	2699	14	12	150	0,187	14,441	-0,059
	3	14,443	4,203	55,70	21,45	2,60	1,80	0,164	14,607	2630	14	13	150	0,192	14,440	-0,002
4	1	14,533	4,203	42,88	17,89	2,40	2,33	0,277	14,810	1920	27	21	150	0,312	14,641	0,109
	2	14,800	4,470	46,80	18,64	2,51	2,14	0,233	15,033	2161	21	18	150	0,269	14,643	-0,157
	3	14,644	4,314	44,49	18,20	2,44	2,25	0,258	14,902	2019	25	19	150	0,292	14,642	-0,002

7.3.8.3 Méthodes numériques

Les modèles numériques conceptualisent les équations décrivant l'écoulement de l'eau par la mise en œuvre de différentes hypothèses de simplification faisant partie des formulations mathématiques contenues dans le modèle. Certains modèles mettent en œuvre une forme de solution telle que présentée à l'encadré 7.15. De nombreux modèles informatiques sont utilisés couramment. La manière dont chaque modèle met en œuvre les équations de transport est présentée dans les guides utilisateurs.

Chaque modèle possède des paramètres qui peuvent être ajustés à travers un processus de calage. Le choix du modèle approprié doit prendre en considération à la fois l'objectif du modèle et les hypothèses sous-jacentes décrivant la manière dont le modèle résout les équations de transport.

La fonction hauteur-débit du cours d'eau pour les conditions de base est développée en utilisant le modèle sélectionné à partir :

- des caractéristiques du cours d'eau considéré ;
- des conditions initiales ;
- des paramètres du modèle ;
- des écoulements spécifiés.

Les projets de digue peuvent modifier les caractéristiques du cours d'eau, particulièrement celles du lit majeur. Pour déduire la relation hauteur-débit associée aux plans de l'option envisagée, les entrées du modèle sont ajustées pour refléter les conditions du projet, et le modèle est mis en œuvre à nouveau pour produire les cotes d'eau correspondantes.

Les modèles numériques peuvent être divisés en trois types principaux, 1D, 2D, ou 3D, sur la base des simplifications sous-jacentes des équations d'énergie et de quantité de mouvement. La figure 7.37 compare la manière dont chaque type de modèle résout les équations et fournit un exemple de la façon dont les résultats sont présentés. Des résultats de modèle 1D produisent généralement des cotes d'eau en fonction de la distance le long du cours d'eau (profil en long de ligne d'eau) ainsi que des sections en travers indiquant la cote d'eau. Les modèles 2D et 3D produisent classiquement une cartographie continue des cotes d'eau, des vitesses et des hauteurs d'eau (si combinés avec des relevés de terrain). Il est possible de générer des cartes des inondations en utilisant un modèle 1D et des techniques de système d'information géographique (SIG) (cf. section 8.11).

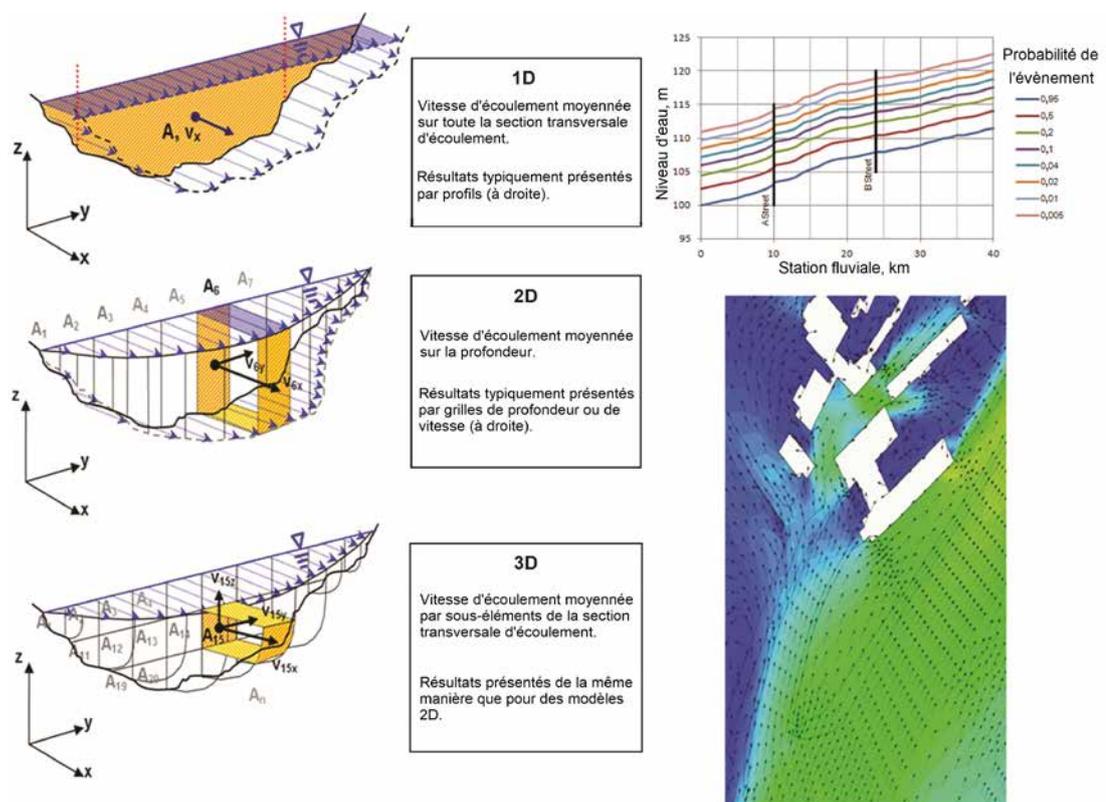


Figure 7.37 Discretisation sous forme de modèles d'écoulement 1D, 2D et 3D

(source : Reinhard Pohl)

7.3.9 Caractérisation du mouvement des sédiments

Lorsqu'une digue existante, ou en projet, est située à proximité immédiate d'un chenal du cours d'eau, une étude de l'érosion du lit et des berges est l'assurance de bien considérer les impacts potentiels sur la digue. Des changements de capacité du système de cours d'eau au cours du temps peuvent également avoir de graves conséquences sur la performance de la digue, en modifiant les cotes d'eau. Pour cette raison, il est essentiel d'évaluer l'érosion ou le dépôt de sédiments au sein à la fois du chenal et du lit majeur du côté eau de la digue, ainsi que les impacts éventuels qu'ils peuvent avoir sur les cotes d'eau.

Le comportement morphologique passé, identifié à travers l'évaluation morphologique (*cf.* section 7.3.1), est une considération importante de la détermination du niveau d'étude nécessaire. Dans des systèmes présentant un historique de chenaux stables avec des changements mineurs au cours du temps, une étude moins poussée peut suffire. Des études plus complètes sont en revanche nécessaires lorsque les chenaux des cours d'eau sont connus pour subir des changements rapides, ou qu'il est attendu qu'ils en subissent. La modélisation du transport de sédiments peut être utilisée pour évaluer l'érosion ou les dépôts du lit du cours d'eau, et être prolongée pour comprendre les dépôts au sein du lit majeur – le dépôt en lit majeur nécessite classiquement l'utilisation de modèles de transports sédimentaires 2D ou 3D. Les résultats des modèles de transports sédimentaires fournissent une base pour la conception des mesures de stabilisation nécessaires pour protéger la digue. Des calculs supplémentaires sont également nécessaires pour évaluer les effets des courants à proximité du talus de la digue, c'est-à-dire l'eau de crue qui atteint, ou s'écoule, le long du talus de la digue.

La contrainte de cisaillement est un paramètre fréquemment utilisé pour déterminer le transport des sédiments, ainsi que pour évaluer la stabilité des sols et des enrochements de protection. Il s'agit d'un paramètre classique en lien avec les interactions hydrauliques et la réponse structurale le long des limites du cours d'eau. La contrainte de cisaillement critique et les caractéristiques des matériaux de surface déterminent si les particules sont mises en mouvement sous l'action du courant. Lorsque la contrainte de cisaillement dépasse une valeur critique, le mouvement des matériaux du lit intervient. La contrainte de cisaillement est le cisaillement développé dans la zone en eau du chenal, et elle agit dans la direction de l'écoulement. Cette force par unité de surface est appelée contrainte de cisaillement. Elle peut être exprimée comme :

$$\tau_0 = \gamma R S_0 \quad (7.44)$$

Où :

τ_0 = contrainte de cisaillement (N/m²)

γ = poids spécifique de l'eau (dépend de la température et de la salinité du fluide) (N/m³)

R = rayon hydraulique (m), rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillé

S_0 = pente du lit (m/m)

7.3.9.1 Contrainte de cisaillement du lit

Lorsque l'eau se déplace à la surface des différentes particules de sol, pouvant aller de fines particules limoneuses à de gros graviers ou galets, elle exerce une force de cisaillement qui tend à déstabiliser la particule de sa position et de son emplacement d'origine. Cette force est due au frottement à l'interface sol-eau. Le poids de la particule agit à l'inverse de la force d'entraînement, en raison de la gravité et de forces inter-particules comme les forces de cohésion, de frottement ou d'aspiration capillaire. La force d'entraînement est fonction de la forme de la particule, de la vitesse de l'eau en mouvement, et de la surface frontale sur laquelle s'applique la force exercée par l'eau. Les forces de stabilisation sont fonction de la taille de la particule, de la densité de la particule, de la proximité des particules adjacentes, de la pente du lit ou de la berge (si c'est le cas), ainsi que de la force de cohésion et des forces capillaires. La figure 7.38 illustre la relation entre les forces de stabilisation et de déstabilisation agissant sur une particule de sol.

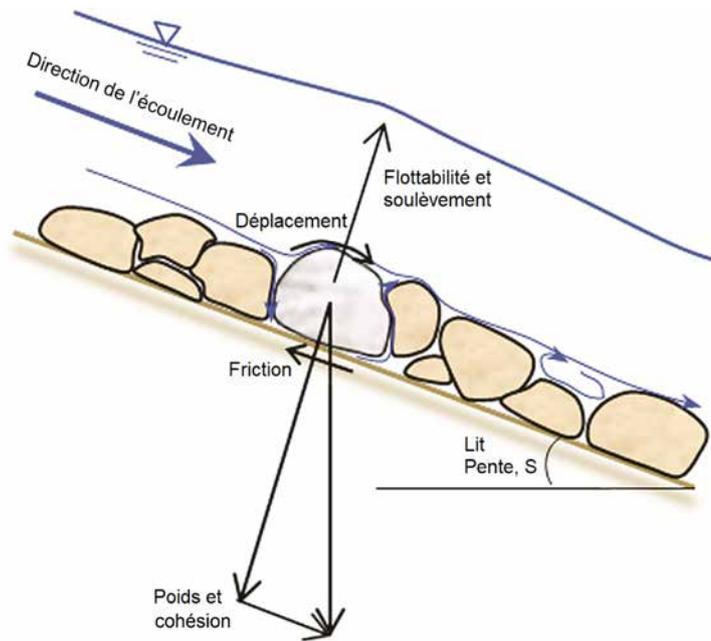


Figure 7.38 Schéma des forces agissant sur une particule au fond du lit du cours d'eau

La façon la plus simple d'obtenir une approximation de la force de cisaillement globale est de faire l'hypothèse que l'interaction entre le courant et les limites du cours d'eau (lit et berges) n'est contrôlée que par la force de cisaillement, τ (N/m²) et le gradient moyen de la surface de l'eau, S . Avec cette approximation, τ peut être exprimée comme une fonction des caractéristiques hydrauliques majeures, sous la forme :

$$\tau = \rho_w g R S \quad (7.45)$$

Où :

ρ_w = densité de l'eau (kg/m³)

g = accélération gravitationnelle (m/s²)

S = gradient moyen de la surface de l'eau (m/m)

R = rayon hydraulique (m)

Un paramètre pratique dérivé directement de la contrainte de cisaillement, τ , est la vitesse de frottement, u_* (m/s), communément définie comme :

$$u_* = \sqrt{\tau / \rho_w} \quad (7.46)$$

ou, exprimée en termes de rayon hydraulique et de pente de la surface de l'eau :

$$u_* = \sqrt{g R S} \quad (7.47)$$

Combinant les équations 7.21 (où i peut être substitué à S) et 7.45, la relation entre la contrainte de cisaillement, τ , et la vitesse du courant, V , est établie par l'équation 7.48 :

$$\tau = \rho_{wg} (V/C)^2 \quad (7.48)$$

Où :

C = coefficient de Chézy

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

En raison du fait que le coefficient de Chézy, C , est essentiellement une fonction de h/k_s ou h/D , l'équation 7.48 décrit la dépendance entre la contrainte de cisaillement, τ , et la hauteur d'eau, h , ainsi que la vitesse moyenne du courant, V . L'importance d'une bonne estimation de la rugosité hydraulique, k_s , est examinée aux sections 7.3.6 et 7.3.7.

La répartition des vitesses transverses est le résultat d'une interaction avec les berges et/ou avec les sous-chenaux du cours d'eau. Une telle répartition non uniforme dans la direction transversale peut même intervenir dans des chenaux rectilignes. La figure 7.39 illustre la contrainte de cisaillement transversale au-dessus de la limite d'un chenal prismatique rectiligne.

Des mesures ont montré que la vitesse d'écoulement à proximité d'une berge peut représenter environ 40 % de la vitesse moyenne de la section transversale. Cette vitesse réduite peut être également observée à la base de la berge, ce qui peut être un facteur essentiel pour déterminer la stabilité des berges à proximité des digues. Habituellement, la vitesse d'écoulement moyenne de la section en travers est appliquée. En raison de la plus faible vitesse au-dessus des berges, la contrainte de cisaillement au niveau des berges est également plus faible que la contrainte de cisaillement au niveau du lit. Des relevés ont montré que la contrainte de cisaillement au niveau des berges peut être réduite jusqu'à environ 75 % de la contrainte de cisaillement du lit.

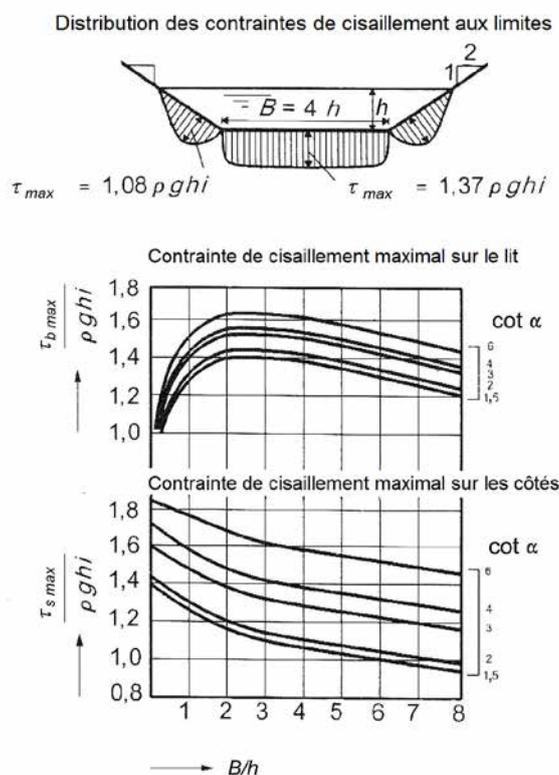


Figure 7.39 **Contrainte de cisaillement dans la direction transversale**
(d'après CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

7.3.9.2 Mouvement des sédiments

Le transport des sédiments intervient lorsque les forces de cisaillement agissant aux limites du chenal dépassent la capacité du sédiment à rester en place. Ce seuil dépend de la forme, de la taille et de la densité de la particule.

Le type de charge de transport dépend des sources de sédiments au sein du bassin versant, du matériau disponible aux limites du cours d'eau et de l'énergie de ce dernier. Les calculs de transport de sédiments sont d'abord effectués par la mise en œuvre de méthodes mises au point de manière empirique. Des fonctions de transport classiques, utilisées pour modéliser le transport des sédiments ainsi que les conditions dans lesquelles elles s'appliquent, peuvent être trouvées dans Simons et Senturk (1992).

Les modèles de transport de sédiments produisent des changements nets positifs (dépôt) ou négatifs (érosion) de cote du fond du lit du cours d'eau au cours du temps pendant que le sédiment est transporté le long du cours d'eau modélisé.

Le type de modèle sédimentaire utilisé pour évaluer le transport des sédiments en vue de l'étude d'une digue dépend de la phase de l'étude et de la complexité du site. Dans les cas les plus simples (phase initiale ou de reconnaissance de l'étude, ou cours d'eau avec peu d'indications de problèmes sédimentaires), le modèle peut consister en un bilan sédimentaire qui rend compte des sources de sédiments disponibles et de la capacité du cours d'eau à déplacer les tailles de matériaux disponibles à travers le tronçon de cours d'eau où des impacts sur la digue peuvent intervenir. Des sites plus complexes peuvent demander un suivi continu des sédiments pendant des années en utilisant un modèle de transport sédimentaire 1D ou même 2D. Lorsqu'on s'attend à une érosion ou à un dépôt dans la totalité du lit majeur, un modèle 2D peut être nécessaire. L'approche de modélisation la plus courante utilise un écoulement pseudo-transitoire (hydrogramme discrétisé en une série d'étapes d'écoulements constants relativement courts) ou un hydrogramme de régime entièrement transitoire comme condition à la limite en entrée. Dans certains cas rares, une série d'écoulements constants continus peut être utilisée pour évaluer le mouvement des sédiments au sein du système.

Les systèmes de digues doivent être évalués en mettant en œuvre une modélisation du transport sédimentaire, de manière à s'assurer que le dépôt (ou l'érosion) ne compromet pas leur capacité à accepter les débits de projet :

- dépôt ou érosion de long terme ;
- dépôt ou érosion pendant la durée de l'hydrogramme de projet.

7.3.10 Effets du vent sur les niveaux d'eau et la production des vagues

Si les biefs de cours d'eau adjacents à la zone considérée sont soumis à un vent au-dessus d'une masse d'eau libre, le vent peut directement augmenter les niveaux d'eau au droit de la digue et produire des vagues à la surface de l'eau calme. Les deux phénomènes doivent être pris en compte de la même manière qu'avec les digues côtières. Comme indiqué à la section 7.4, les augmentations du niveau d'eau induites par le vent peuvent être prévues empiriquement, par une analyse statistique des cotes relevées, ou d'une façon conceptuelle avec une modélisation des processus à l'origine du vent et des vagues. La méthode précédente est difficile, car les observations de niveaux d'eau ne permettent pas de distinguer facilement la composante liée au débit de celle liée au vent.

L'action des vagues dans les cours d'eau dépend de la taille de la masse d'eau libre, de même que du potentiel de vent. Pour les plus petits cours d'eau, la dimension affectée est suffisamment petite pour que l'effet des vagues sur le niveau puisse être négligé. Pour des cours d'eau plus importants, la surface peut devenir suffisante pour la production de vagues d'une hauteur significative (H_s), de 0,3 à 1 mètre ou plus. L'approche pour estimer la hauteur et la direction des vagues dans les zones côtières, décrite au niveau de l'encadré 7.19 s'applique également pour l'estimation des vagues dans un environnement fluvial. Les vagues des cours d'eau peuvent aussi être produites (CIRIA, CUR, Cerema, 2007) par des bateaux circulant sur la voie d'eau.

7.3.11 Courants provoqués par les bateaux

La navigation sur les voies d'eau intérieures peut avoir un impact sur la conception des digues en provoquant des vagues et des courants issus du mouvement des bateaux. Certaines administrations suspendent la navigation pendant les crues, de manière à éliminer cette source de vagues supplémentaires et leurs courants associés dans le cadre des mesures de protection contre les inondations concernant les digues.

Les paramètres utiles au calcul des mouvements de l'eau provoqués par les bateaux (cf. figure 7.40) sont les suivants :

- principale vague consistant en (a) une vague frontale transversale, (b) une dépression du niveau de l'eau le long du bateau, et (c) d'une vague rayonnante transversale ;
- courant en retour au sein de la vague principale ;
- vagues secondaires des bateaux ;
- bateaux à hélice.

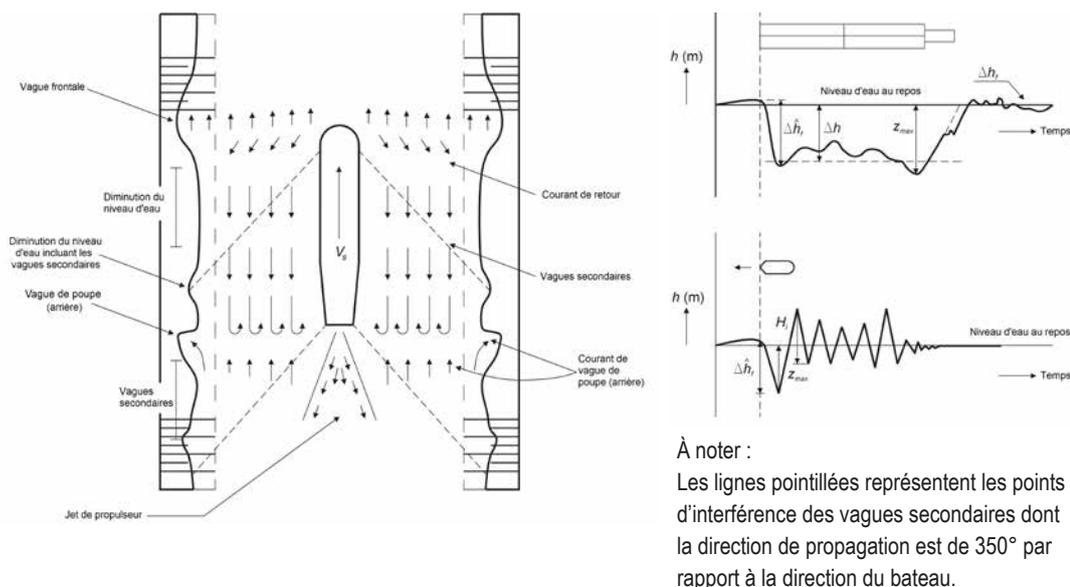


Figure 7.40 **Caractéristiques des mouvements de l'eau produits par un bateau, en lien avec la stabilité de la berge** (d'après CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

La figure 7.41 présente huit étapes destinées à calculer les mouvements d'eau produits par un bateau. Les détails de ces relations de base pour l'évaluation des mouvements de l'eau produits par les bateaux au niveau des voies navigables peuvent être trouvés à la section 4.3 de CIRIA, CUR, Cerema (2007). Un examen plus complet sur les mouvements d'eau produits sur les voies d'eau ouvertes à la navigation peut être trouvé dans Pianc (1987) et Przedwojski *et al.* (1995).

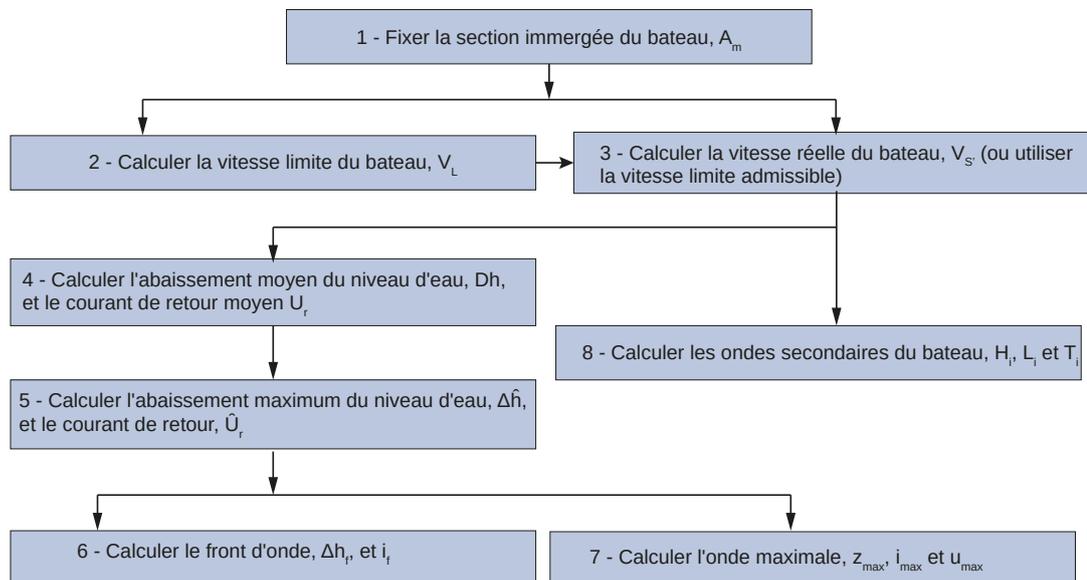


Figure 7.41 **Calcul de base des mouvements de l'eau produits par des bateaux** (d'après CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

7.3.12 Effets de la glace

La géométrie du cours d'eau, le climat, ainsi que les caractéristiques de la glace jouent tous un rôle dans le développement d'une couche de glace de surface et/ou d'un barrage de glace par accumulation. Ainsi, l'impact des embâcles de glace sur les niveaux d'eau de conception est spécifique du site. Si des données suffisantes existent, le calage d'un modèle numérique apporte la meilleure indication sur les

effets de la glace. Généralement, l'action directe de la glace sur une digue ou une érosion provoquée par la glace ne sont pas des problèmes de conception, sauf si un historique existe de dégâts du fait de la glace.

7.3.13 *Incertitude en matière de données et d'étude*

Une attention particulière doit être portée à l'incertitude existant à la fois sur les données et sur les méthodes d'étude. La présente section examine l'incertitude au niveau des données hydrologiques et hydrauliques, des fonctions hauteurs-débits déduites des modèles, des fonctions observées hauteurs-débits. Elle examine également la quantification des incertitudes au niveau des fonctions hauteurs-débits issues des modèles hydrauliques.

7.3.13.1 *Incertitude hydrologique*

Quelle que soit la méthode utilisée et identifiée dans les sections précédentes, le débit prévu pour une probabilité donnée n'est pas certain. Les origines de cette incertitude dépendent à la fois des données et de la méthode d'étude. Toutefois, les origines les plus probables d'incertitudes sont les suivantes :

1. **Incertitudes concernant les données :**

- a. imprécisions en matière de données des débits du cours d'eau, principalement lors des mesures ou des estimations de la valeur du débit de pointe ;
- b. longueur d'enregistrement inadaptée, conduisant à une probabilité peu fiable de la valeur des paramètres des fonctions ;
- c. les effets du contrôle des débits ne sont - partiellement ou complètement - pas pris en compte, par exemple de petites retenues collinaires pouvant stocker et différer un écoulement de crue au niveau des bassins versants agricoles, de même que des ponts ou des ponceaux pouvant gêner l'écoulement en pointe ;
- d. manque de connaissances quant aux conditions initiales destinées à alimenter un modèle pluie-débit ;
- e. manque de stationnarité dans l'historique des données, ou changement climatique depuis les conditions de l'historique.

2. **Incertitudes concernant la modélisation :**

- a. erreurs dans l'extrapolation des données de cours d'eau vers un autre bassin versant, pouvant inclure une relation imparfaite entre les bassins versants, une mauvaise concordance des modèles de régression, ou simplement une mauvaise traduction des données au niveau du nouveau bassin versant ou du nouveau site ;
- b. un modèle non pertinent, ou mal choisi, pour la loi de probabilité des données de jaugeage ;
- c. des modèles numériques qui ne reflètent pas précisément les caractéristiques du ruissellement du bassin versant, des imprécisions dans l'information concernant les précipitations, un modèle numérique de mauvaise qualité ou inadapté, qui ne prédit pas avec précision les écoulements ;
- d. des erreurs de calage ou concernant le calage du modèle hydrologique ;
- e. manque d'expérience de la personne en charge de la modélisation.

7.3.13.2 *Incertitude concernant les données hydrauliques*

Les sources d'incertitude au niveau d'une transformation dérivée des observations de débits et de niveaux d'eau comprennent :

- des erreurs de mesures des niveaux d'eau. Dans de nombreux cas, les cotes de surface de l'eau sont mesurées dans des conditions difficiles, par exemple à partir d'un bateau ou d'un câble au cours d'un événement, ou sont effectuées après un événement, y compris des mesures des laisses de crue ;
- des erreurs de mesure des vitesses à partir desquelles le débit est estimé ;
- une connaissance peu sûre de la géométrie du chenal à partir de laquelle la section en travers est calculée pour estimer indirectement le débit à partir des vitesses dans cette section

- les données topographiques et bathymétriques à partir desquelles la géométrie est déterminée peuvent être recueillies avec des méthodes traditionnelles ou déduites à partir de données de télédétection. Même les meilleurs relevés de terrain sont susceptibles de contenir des erreurs de mesure ;
- un manque de stabilité des séries d'observation des débits et des niveaux d'eau, comme indiqué ci-dessus ;
- une incertitude concernant la forme mathématique avec laquelle on peut représenter la relation hauteur-débit. L'étude de sensibilité de la relation et de ses paramètres doit être envisagée pour comprendre la nature des incertitudes ;
- une incertitude concernant les paramètres estimés pour la relation, particulièrement si le jeu de données n'est pas important, ou s'il comprend peu de données à fort débit.

7.3.13.3 Fonctions hauteur-débit dérivées des modèles

Les sources d'incertitude et d'erreur au niveau d'une transformation hauteur-débit à travers l'application d'un modèle hydraulique de cours d'eau comprennent :

- le choix du type de modèle – les modèles peuvent être en régime permanent ou transitoire et à une, deux ou trois dimensions. Tous ces modèles sont des approximations des conditions réelles d'écoulement – le bon choix n'est jamais certain ;
- les données topographiques et bathymétriques avec lesquelles le modèle représente la géométrie du lit mineur et du lit majeur ;
- les mesures de dimensions et d'implantation des ouvrages qui gênent l'écoulement au sein du lit mineur et du lit majeur. Ces ouvrages comprennent notamment les ponceaux, les ponts, les piliers et les digues ;
- l'existence et l'impact d'une couverture de glace ou de retenues de glace dans le cours d'eau ;
- les conditions limites en aval, qui sont particulièrement complexes si la hauteur d'eau au niveau du point de repère est influencée par un remous, par une confluence aval, un réservoir ou un lac, ou encore par la mer ;
- les paramètres du modèle – pour des modèles 1D, ces paramètres comprennent le coefficient de frottement (par exemple, coefficient n de Manning) ainsi que les coefficients d'expansion et de contraction. Pour les modèles 2D, des paramètres supplémentaires sont souvent utilisés tels que le coefficient de diffusion turbulente ;
- les impacts des érosions et des dépôts avant, ou même pendant, un épisode de crue ;
- les impacts du vent et de l'arrivée de vagues .

7.3.13.4 Quantification de l'incertitude au niveau des relations observées de hauteur-débit

Développer un modèle mathématique de l'incertitude concernant une fonction de transformation développée graphiquement est difficile. Il n'est pas possible d'utiliser un grand nombre des méthodes statistiques habituelles en raison de la forme graphique, et non pas mathématique, de la relation.

1. Les valeurs de hauteur d'eau déterminées avec un modèle graphique peuvent être comparées avec des observations, ainsi qu'avec les statistiques d'erreurs calculées. Ces statistiques comprennent l'erreur moyenne (différence entre la cote prévue et la cote observée) ainsi que l'écart type. Cette approche décrit simplement l'incertitude due à la mise en correspondance du modèle, mais elle ne rend pas compte explicitement d'autres sources d'incertitude.
2. Pour prendre en compte des incertitudes supplémentaires, la sensibilité de la relation graphique à différentes erreurs doit être examinée à travers une étude de sensibilité. Par exemple, l'impact d'erreurs systématiques de mesure de la cote peut être pris en compte en ajoutant ou en retranchant une valeur à chaque cote observée, ces valeurs d'erreur raisonnables étant fixées à partir d'un avis professionnel. Cette approche permet de tracer une limite supérieure et une limite inférieure correspondant à un intervalle de hauteurs d'eau observées pour un débit donné. S'il est fait l'hypothèse que la dispersion est distribuée normalement (une hypothèse habituelle pour de telles erreurs), des paramètres de modèle d'incertitude peuvent être déduits. Avec des erreurs normalement distribuées, 95 % de l'erreur sont situés dans l'intervalle couvert par deux écarts types au-dessus et au-dessous de la meilleure estimation (valeur moyenne).

7.3.13.5 Quantification de l'incertitude au niveau des relations hauteur-débit déduites des modèles hydrauliques

Dans la plupart des cas, l'ingénieur est dans l'obligation de décrire l'incertitude pour des relations dérivées sur le plan conceptuel, puisque les hauteurs d'eau calculées avec un modèle hydraulique de cours d'eau pour un débit spécifié forment la base du développement d'une relation hauteur-débit pour la plupart des analyses de risque. Une description de l'incertitude concernant la transformation hauteur-débit peut être déduite au travers de comparaisons statistiques avec les données historiques des hauteurs d'eau, d'études de sensibilité couplées à un jugement professionnel, ou par l'intermédiaire de simulations détaillées rendant compte de la probabilité des facteurs contributifs. Ces approches sont examinées ci-dessous.

Le chapitre 5 décrit la manière dont l'analyse de risque peut intégrer les incertitudes concernant chacune des fonctions incluses dans l'analyse. Ainsi, les incertitudes identifiées ci-dessus doivent-elles être quantifiées et représentées mathématiquement.

Analyse des événements historiques : des comparaisons peuvent être effectuées avec des données historiques. Comme évoqué ci-dessus, l'incertitude concernant la relation hauteur-débit peut être décrite, en partie, à travers une analyse statistique dans laquelle les hauteurs d'eau calculées pour des débits spécifiés sont comparées avec les hauteurs d'eau observées (marques de plus hauts niveaux de l'eau) pour les mêmes débits. Il doit être remarqué que :

1. l'écart-type peut être déterminé avec des techniques statistiques standards ;
2. cette approche prend implicitement en compte l'impact de l'ensemble des incertitudes, mais elle est limitée à la disponibilité de données de comparaison et par la diversité de l'ensemble des données. Par exemple, si les données utilisées pour la comparaison ne représentent pas les cas significatifs de remous, le paramètre du modèle d'incertitude déduit de cette comparaison ne peut pas rendre compte explicitement des effets significatifs de remous. Cette méthode est hautement dépendante du fait de disposer de plusieurs événements de crues moyennes et grandes au sein des données historiques. Comme cela n'est pas souvent le cas, cette méthode n'est pas fréquemment mise en œuvre.

Étude de sensibilité et jugement professionnel : ceux-ci peuvent être utilisés pour calculer l'incertitude d'un modèle hydraulique fournissant les relations hauteur-débit. L'incertitude des relations hauteur-débit calculées par un modèle hydraulique peut être fournie en calculant des limites supérieures et inférieures déduites de l'incertitude des paramètres du modèle.

Il doit être noté que ces limites peuvent être établies au moyen de modèles hydrauliques standard en y introduisant des paramètres du modèle fixés à des valeurs raisonnables. Un intervalle réaliste de paramètres du modèle doit être estimé pour représenter un intervalle de confiance de 95 % de valeurs possibles. Par exemple, la figure 7.42 montre des profils en long de lignes d'eau calculés pour un tronçon de cours d'eau, avec des valeurs du paramètre n de Manning définies le long du chenal et fixées à des extrêmes raisonnables. Une limite supérieure raisonnable de niveau d'eau est calculée et tracée, de même qu'une limite inférieure, en faisant l'hypothèse que la dispersion est distribuée normalement et que les limites inférieure et supérieure définissent l'intervalle de confiance de 95 % (± 2 écarts types) en utilisant les techniques statistiques standard.

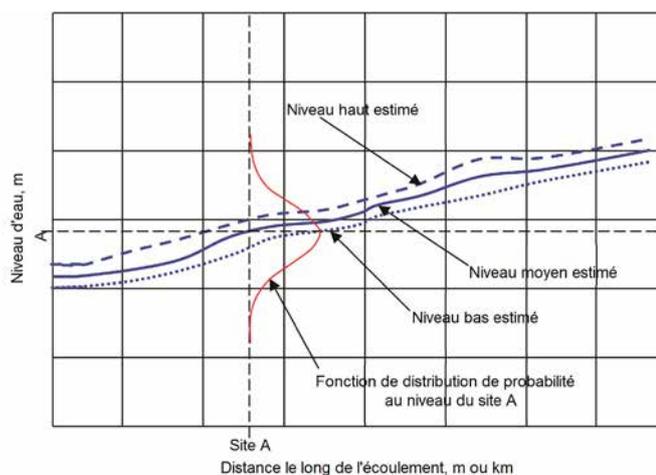


Figure 7.42 Exemple d'étude de sensibilité pour le niveau d'eau

7.4 MORPHOLOGIE ET ACTIONS HYDRAULIQUES POUR LES DIGUES CÔTIÈRES OU LITTORALES

Une bonne compréhension des hauteurs d'eau, des vagues, des courants et des contextes morphologiques est essentielle à l'évaluation ou à la conception de digues côtières. Puisque les systèmes côtiers ou littoraux sont dynamiques et extrêmement complexes, la configuration de la côte et son évolution morphologique influencent la nature et le développement des actions hydrauliques. Les actions hydrauliques qui agissent sur les digues côtières varient géographiquement et temporellement et présentent différentes combinaisons de hauteurs d'eau, de courants et de vagues. Elles ont des caractéristiques de court terme (journalières), mensuelles, saisonnières et de long terme (événements extrêmes). Elles sont générées par des mécanismes de forçages météorologiques (vent et pression), astronomiques (marées) et sismiques (tsunamis). La combinaison de deux ou plus de ces forçages détermine souvent les actions exceptionnelles s'appliquant sur une digue côtière, par exemple des surcotes de tempête, qui augmentent le niveau d'eau moyen à un niveau inhabituel, peuvent être aisément associées à une action simultanée des vagues.

La présente section fournit des méthodes pour évaluer les différents types et évolutions des morphologies côtières, ainsi que les événements hydrauliques (hauteurs d'eau, vagues et courants) et leurs actions associées, lesquelles peuvent être générées en pied de digues. Elle traite de la détermination des conditions hydrauliques au moyen de techniques déterministes, probabilistes et de modélisation, et elle explique la manière de prendre en compte les évolutions et incertitudes. La figure 7.43 présente un diagramme descriptif de l'interaction des diverses influences morphologiques ou autres, impactant les charges hydrauliques affectant les digues côtières.

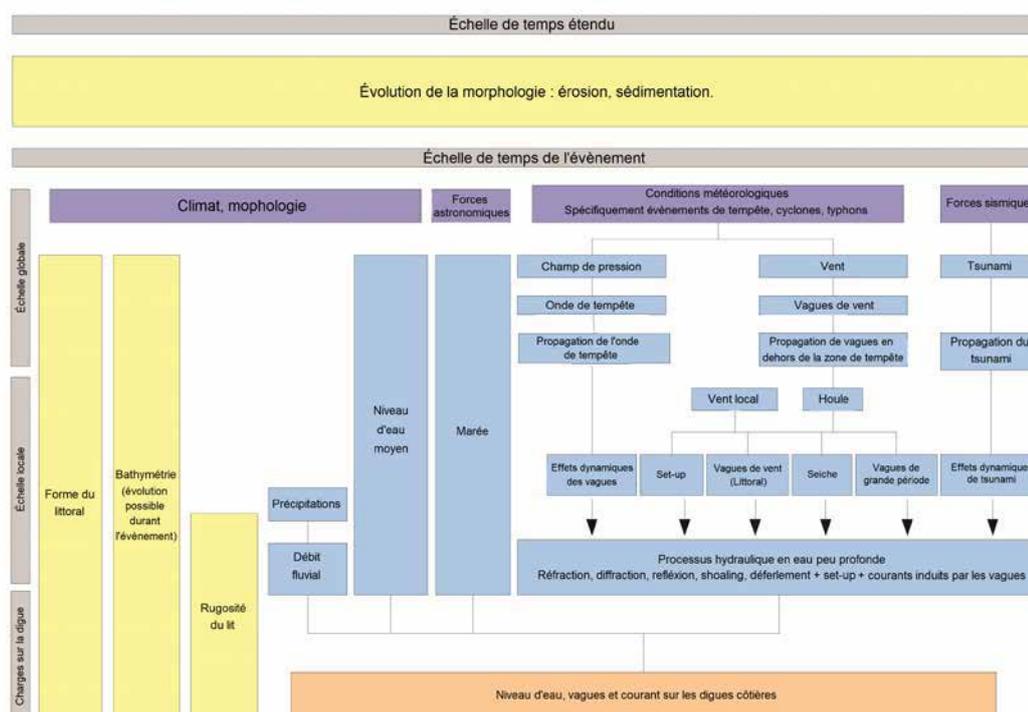


Figure 7.43 Facteurs affectant les charges hydrauliques sur les digues côtières

7.4.1 Morphologie côtière

La connaissance de la bathymétrie des fonds marins et de leurs morphologies est fondamentale dans l'évaluation et la conception des digues côtières. Par exemple :

- la hauteur des vagues à la côte peut être réduite par rapport à leur valeur au large en raison de frottements ou de processus de déferlement au niveau de hauts fonds proches du rivage ;
- de forts gradients de pente à l'approche du rivage peuvent provoquer un gonflement de la houle à la côte et un déferlement en pied d'ouvrage ;
- la bathymétrie influence la propagation et l'amplitude des marées, ce qui est amplifié par la forme d'une baie ou d'un estuaire ;
- les caractéristiques bathymétriques infratidales, telles que les chenaux ou les berges, peuvent également diriger les flux sous forme d'écoulements concentrés, qui varient dans le temps lorsque la morphologie évolue.

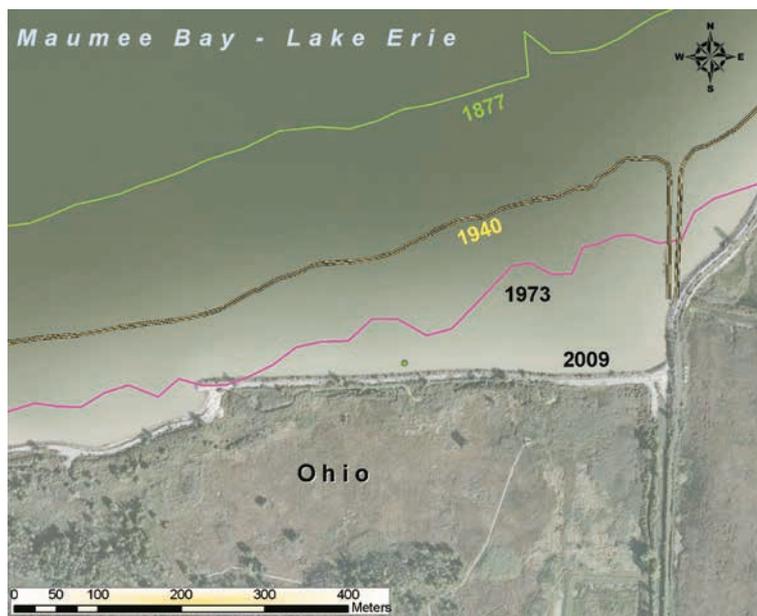


Figure 7.44 **Modification de la position du trait de côte long de la Maumee Bay du Lac Erie, Ohio, États-Unis**
(source : Andrew Morang)

Dans un environnement côtier ou marin, des études morphologiques doivent être entreprises pour une bonne compréhension de la manière dont les zones côtières répondent aux variations normales de régime d'écoulement (vagues et marées) ainsi qu'aux événements extrêmes (ouragans, tsunamis ou autres remontées des eaux). La stabilité de la ligne côtière et des terrains adjacents dépend des caractéristiques physiques de la côte, elles-mêmes déterminées par la géologie, la géomorphologie et les actions du vent, des vagues et des marées. Le potentiel d'évolution de la position du rivage doit être étudié pour évaluer les sites adaptés à une nouvelle digue ou les exigences pour des travaux de stabilisation à proximité d'une digue existante. La figure 7.44 illustre les évolutions de la position du trait de côte dans la région des Grands Lacs, aux États-Unis.

La morphologie et la bathymétrie de la côte sont contrôlées par un équilibre entre agressivité des processus physiques, résistance des terrains, apport sédimentaire, et, dans certains cas, productivité biologique (par exemple dans les zones de mangrove). La morphologie côtière évolue si les forces appliquées ou l'apport sédimentaire sont modifiés. Les forces sont induites par les vagues, les marées, les courants, les surcotes de tempête et la glace. Leur impact sur la forme des terrains dépend du type, de l'amplitude et de la direction des forces, combinés à la résistance des matériaux. Si ces forces produisent un changement de la forme du paysage, une nouvelle relation se développe et continue à évoluer jusqu'à atteindre un nouvel équilibre dynamique. Le transport sédimentaire induit des changements morphologiques et maintient cet équilibre entre la forme des terrains et les forces hydrodynamiques.

Les fonds marins et la zone côtière présentent des caractéristiques variées de surfaces de dépôts et de formes de terrains, façonnées par les mécanismes de transports sédimentaires. Les fonds marins possèdent des caractéristiques spécifiques devant être prises en compte lorsque des digues sont implantées sur la côte. Certaines des principales caractéristiques côtières et leurs aspects relatifs aux digues sont détaillées au tableau 7.30.

Tableau 7.30 Principaux faciès côtiers et leurs caractéristiques pertinentes pour les digues

Élément caractéristique	Caractéristiques
Dunes et rides de sables	<ul style="list-style-type: none"> caractéristiques des fonds côtiers les plus changeantes – hauteur et position peuvent varier de façon considérable ; formes de dépôts orientées de manière presque perpendiculaire à la direction dominante du courant ; hauteurs pouvant varier de 1 à 10 mètres ; peuvent modifier la profondeur en avant du rivage, les caractéristiques de courant et la hauteur des vagues.
Bancs de sable/ hauts fonds	<ul style="list-style-type: none"> caractéristiques des fonds persistantes mais dynamiques, changeant de hauteur et de position ; associés à des chenaux de marée descendante (reflux) ; complètement submergés ou découverts lors des marées basses ; peuvent influencer les caractéristiques des vagues et des courants.
Bancs de vase - Guyane	<ul style="list-style-type: none"> caractéristiques semblables à des bancs de sable, mais formés à partir de grandes accrétions de fins sédiments dans la zone proche du rivage.
Estrans vaseux, vasières et marais salants	<ul style="list-style-type: none"> présents indifféremment sur les rivages présentant une érosion ou une accrétion nette ; exposés à des cycles d'érosion ou de dépôts ; zones de transition jusqu'à une altitude où la végétation peut coloniser et fixer/piéger les sédiments ; hautement vulnérables aux ouragans et à la hausse du niveau marin ; soumis à la subsidence provoquée par la consolidation des sédiments deltaïques sous-jacents (par exemple la Louisiane ou le Bangladesh).
Plages	<ul style="list-style-type: none"> profils transversaux à la côte – pente moyenne entre limites à terre et en mer ; en théorie, la forme moyenne du profil varie suivant la saison en fonction des variations de l'énergie des vagues ; profil longitudinal à la côte – la forme à grande échelle de la plage est contrôlée par mouvement des sédiments le long du rivage ; fréquemment rechargées de manière artificielle pour protéger les digues côtières (par exemple aux Pays-Bas).
Dunes côtières	<ul style="list-style-type: none"> formées par un apport suffisant de sable fin sec et d'un vent pouvant le déplacer ; peuvent résister à l'action des vagues, mais vulnérables à des événements inhabituellement importants de surcotes de tempêtes, d'orages tropicaux ou de tsunamis ; la croissance de la végétation (plantée de façon naturelle ou artificielle) peut apporter une résistance supplémentaire contre l'érosion ; souvent construites artificiellement dans le cadre de projets de protection, parfois contenant un cœur rocheux.

Les processus qui contrôlent le développement cyclique ou la destruction de ces caractéristiques sont complexes, et dépassent le cadre du présent guide.

7.4.1.1 Approche pour entreprendre une étude morphologique dans un contexte côtier

Des défis particuliers existent concernant la conduite d'une étude morphologique dans un environnement côtier. Des facteurs tels que la géométrie des terrains, le paysage terrestre et marin, ainsi que la bathymétrie, provoquent des effets hydrauliques qui ne sont pas simples à déterminer et à modéliser. Le tableau 7.31 présente quelques informations à considérer dans la réalisation d'une étude morphologique en environnement côtier. Les trois différents contextes côtiers suivants sont à considérer à titre d'exemples de cette diversité :

- un paysage densément végétalisé sur un plateau continental bas – le faible gradient tend à disperser l'énergie hydraulique sur une grande surface, la couverture végétale apporte une plus grande rugosité et réduit les vitesses ;
- un talus de plage abrupt – l'énergie hydraulique est fortement concentrée sur une interface entre les eaux et la côte relativement étroite ;
- une baie en forme d'entonnoir – l'énergie hydraulique est dirigée vers l'intérieur des terres en direction de la pointe de l'entonnoir.

Tableau 7.31 Informations à prendre en compte pour la conduite d'une étude morphologique dans un environnement côtier

Informations ou données à prendre en compte	
Courants côtiers/vagues à la côte	<ul style="list-style-type: none"> informations concernant les courants et les vagues, à la fois pour des conditions normales et pour des événements extrêmes ; durée des événements.
Transport sédimentaire	<ul style="list-style-type: none"> le système sédimentaire global doit être compris. Cela inclut l'amplitude et la vitesse des mouvements sédimentaires, de même que les effets saisonniers et climatiques ; la détermination des stocks sédimentaires mobilisables.
Plage existante ou travaux côtiers de stabilisation	<ul style="list-style-type: none"> l'influence des travaux de stabilisation existants (épis, etc.) sur les processus morphologiques naturels doit être évaluée. Cela doit être entrepris non seulement au niveau du site concerné, mais également en amont et en aval le long de la côte, de part et d'autre du site, afin d'évaluer les fonctions de l'ensemble du système et les effets de évolutions de ce dernier.
Géologie	<ul style="list-style-type: none"> les dépôts géologiques à la fois à terre et au large doivent être évalués, car ils fournissent des sources naturelles d'approvisionnement pour les rechargements d'estran ; la géologie peut également apporter des contraintes sur les évolutions longitudinales de la côte et les modifications verticales du profil de la plage ou de l'avant-plage.
Données bathymétriques et topographiques	<ul style="list-style-type: none"> la compréhension de la géométrie des petits fonds de la zone côtière est une première approche raisonnable pour la cartographie et la prédiction de futurs processus ; des reconnaissances LiDAR et bathymétriques sont fréquemment utilisées pour cartographier de grandes zones ; la comparaison de relevés répétés aux mêmes endroits permet une rapide détermination des évolutions survenues dans la zone dans l'intervalle de temps séparant les interventions.

Les données recueillies doivent permettre de différencier des changements provenant :

- De processus côtiers « normaux » :**
 - changements à long terme, provenant classiquement de mouvements permanents le long de la côte, à terre ou au large, ou d'une subsidence ;
 - changements saisonniers, impliquant typiquement des changements de profil de plage sans nécessairement correspondre à un changement de volume net de la plage ;
 - changements à court terme, en particulier classiquement des érosions ou dépôts lors d'épisodes ponctuels de tempête.
- De processus côtiers extrêmes :**
 - une inondation par des surcotes de tempête et des vagues ;
 - la rupture de systèmes de barrière côtière naturelle ;
 - une avulsion de chenal.

Enfin, la variation à long terme des changements climatiques interroge sur la pertinence des données historiques, et introduit un élément d'incertitude dans la compréhension des événements à venir. Il est essentiel d'inclure cette dynamique dans la procédure d'anticipation des processus à venir.

7.4.2 Hauteurs d'eau

La présente section fournit des informations concernant plusieurs aspects importants pour la détermination des hauteurs d'eau :

- données concernant les marées et les terrains ;
- niveau d'eau moyen ;
- surélévation du niveau d'eau due aux vagues ;
- variations locales du niveau d'eau (dont les vagues à longues périodes ou les seiches) ;
- modélisation numérique de la hauteur d'eau ;
- changements à long-terme du niveau d'eau moyen.

7.4.2.1 Niveaux de référence des marées et terrestre

Pour avoir une signification physique, les hauteurs d'eau doivent être mesurées par rapport à une altitude spécifique ou niveau de référence. Un niveau de référence est une altitude de base à partir de laquelle les mesures verticales de hauteur ou de profondeur sont rapportées. Il est nécessaire qu'un niveau de référence représente un point de repère qui soit universellement compris et significatif, tant à terre qu'au large.

Deux types de niveaux de référence existent, **le référentiel pour la marée et le référentiel terrestre**, également appelé « référentiel d'altitude national ». Pour éviter toute confusion, le type de niveau de référence utilisé doit être spécifié.

Des exemples de niveaux classiques de référence pour les marées sont présentés au tableau 7.32. Ils varient le long de la côte, comme examiné aux sections 7.4.6 et 7.9.1. Des exemples de référentiels nationaux terrestres sont présentés à la section 7.4.6.

Tableau 7.32 Niveaux de référence pour les marées

Symbole	Désignation	Description
NMM	Niveau moyen de la mer	Moyenne de hauteur sur 19 ans de la hauteur de la marée
PHMA	Plus haute mer astronomique	Niveau d'eau le plus haut provoqué par les influences astronomiques sur une période de 19 ans
PBMA	Plus basse mer astronomique	Niveau d'eau le plus bas provoqué par les influences astronomiques sur une période de 19 ans
HMM	Haute mer moyenne	Hauteur moyenne du niveau d'eau de pleine mer sur une période de 19 ans
BMM	Basse mer moyenne	Hauteur moyenne du niveau d'eau de basse mer sur une période de 19 ans

La hauteur d'eau représentative à la côte peut être classiquement définie comme l'altitude instantanée de la surface de l'eau, ou la moyenne mesurée sur un intervalle de dix minutes. Pour déterminer les conditions adaptées, il est nécessaire de distinguer :

- le niveau d'eau au repos, comprenant l'effet des marées et des surcotes atmosphériques ;
- la surélévation de la mer sous l'effet des vagues ;
- les variations altimétriques locales associées aux phénomènes d'ondes à plus longue période (vagues ou seiches).

7.4.2.2 Niveau d'eau au repos

Le niveau d'eau au repos (SWL en anglais) est l'élévation de la surface de l'eau, en dehors de variations locales, mais comprenant l'effet des marées et des surcotes atmosphériques. Il représente la cote du niveau d'eau moyen sur une période de plusieurs minutes (en retirant la variation due aux vagues de courte période). Le SWL est classiquement rapporté à un niveau de référence géodésique vertical. Il est possible d'en décomposer les éléments comme suit :

1. Le niveau moyen de l'eau (NME) pour les eaux côtières ouvertes vers le large peut, dans la plupart des cas, être pris comme une constante spécifique du site, en lien avec le niveau moyen des mers (NMM). Le NMM est largement adapté comme niveau de référence de base, puisqu'il peut être calculé à partir des enregistrements des élévations de marée en n'importe quel lieu. Le NMM est basé sur l'élévation moyenne de la surface de l'eau sur une longue période de temps. Une période de 19 ans est utilisée, puisqu'elle comprend la variabilité de long terme des marées et supprime la plupart des effets météorologiques.
2. Les marées astronomiques sont des mouvements d'eau générés par une réponse globale des océans aux phénomènes astronomiques. Au niveau des plateaux continentaux et des eaux côtières, particulièrement les baies et estuaires, ces phénomènes sont accentués par les faibles profondeurs d'eau et les plateformes côtières. L'amplitude des marées astronomiques (marnage) subies par les digues côtières est la différence entre le niveau bas et le niveau haut de l'eau résultant uniquement des phénomènes astronomiques, elle varie géographiquement.

3. Les surcotes de tempête représentent la réponse de la surface de l'eau aux effets combinés de la pression atmosphérique locale et des forces de cisaillement en surface induites par le vent. La force de cisaillement exercée par le vent à la surface de l'eau la pousse dans la direction du vent. Les gradients de pression atmosphérique augmentent les hauteurs d'eau sous une dépression atmosphérique, alors que l'eau se déplace des régions à forte pression atmosphérique vers des régions à basse pression. Une surcote de tempête traversera la mer avec la dépression et sera modifiée par la forme du fond et de la côte. La présence de baies et d'irrégularités du rivage peut faciliter la création de surcotes de tempête locales plus importantes. La coïncidence de phases entre la surcote de tempête et la marée influence les hauteurs d'eau extrêmes. De telles surcotes peuvent devenir plus importantes lorsqu'elles atteignent des eaux peu profondes.

La contribution du vent aux surcotes de tempête est souvent appelée surélévation de la mer due au vent. Le vent produit un effet particulièrement important lorsqu'il souffle au-dessus d'une eau peu profonde, car l'effet du vent sur la hauteur d'eau est inversement proportionnel à la profondeur de l'eau. Plus la profondeur est faible, plus l'influence du vent est grande dans la création de surcotes de tempête. Les zones de plateaux larges et peu profonds sont plus propices aux surélévations du niveau de la mer dues au vent que les régions de plateaux en eaux profondes. L'influence du vent est également fonction du *fetch* (distance sur laquelle souffle le vent) et de la durée ou de la persistance du vent. En général, l'effet de la force de Coriolis sur les surélévations et abaissements de la mer dus au vent est moins important pour des vents longeant la côte que pour des vents perpendiculaires à la côte. Un exemple de calcul de la surélévation de la mer due au vent ($\bar{\eta}_w$) est présenté à l'encadré 7.16 (Tilburg et Garvine, 2004).

Les surcotes de tempête peuvent produire des augmentations à court terme des hauteurs d'eau, qui conduisent à une élévation largement supérieure aux NMEs. Les effets dynamiques peuvent provoquer une amplification significative de la hausse du niveau des eaux, de telle sorte que lorsque la dépression se déplace rapidement, la hausse de niveau d'eau suit la dépression. La hauteur de l'onde longue créée par la dépression peut s'accroître considérablement en raison de l'effet de gonflement à l'approche des plages. Le long des côtes du sud de la Mer du Nord, des surcotes de tempête d'une hauteur résiduelle de 6 mètres ont été enregistrées en 1953, et en 2005, l'ouragan Katrina a produit des surcotes atteignant 9 mètres au niveau du Golfe du Mexique.

Encadré 7.16

Exemple de calcul de l'effet du vent

(Tilburg et Garvine, 2004)

$$\bar{\eta}_w = \frac{U_x \ell}{16300} \sqrt{\frac{U}{|U_x|}} - \frac{U_y U}{10^8 m} \ln \left(1 + \frac{10^3 m \ell}{D_c} \right) \quad (7.49)$$

Où :

L'axe des x est parallèle à la côte et l'axe des y est dirigé vers le large m = la pente moyenne du plateau continental est classiquement de 10^{-3} (1:1 000) D_c = la profondeur d'eau sur le front de mer souvent de l'ordre de 1 à 5 mètres U_x = la composante de vitesse du vent parallèle à la côte (km/h) U_y = la composante de vitesse du vent perpendiculaire à la côte (km/h) U = vitesse du vent (km/h) l = distance de la rupture de plateau continental à partir de la côte (km), classiquement 100 kmÀ noter que la constante 10^3 de l'équation est un facteur de conversion des kilomètres en mètres.Application à Atlantic City, New Jersey, États-Unis, avec une côte orientée N35°-N215°, des vents soufflant depuis la direction N55°, $U = 28$ m/s (100 km/h), $m = 0,001$, $D_c = 1$ m, ainsi que $l = 100$ km

Solution :

 $U_x = 94$ km/h, $U_y = -34$ km/h et $\bar{\eta}_w = 0,59 + 0,16 = 0,75$ m

7.4.2.3 Surélévation du niveau de la mer sous l'effet des vagues

La surélévation du niveau de la mer sous l'effet des vagues (*wave set-up*) est l'effet localisé sur le NMM au niveau du rivage en raison du transfert de la cinétique des vagues à la colonne d'eau lors du gonflement et du déferlement. Lorsque les vagues déferlent sur la plage, la hauteur des vagues décroît et leur célérité en direction de la côte est réduite. Cela provoque une force de compensation exercée sur la colonne d'eau et une augmentation de la hauteur d'eau. La surélévation du niveau de la mer sous l'effet des vagues s'explique par l'absence de linéarité des vagues, les caractéristiques de déferlement des vagues, la pente de la plage, les changements de pente et la propagation des vagues à travers la végétation. La surélévation du niveau de la mer (NMM) sous l'effet des vagues est illustrée par la ligne bleue de la figure 7.45, qui indique également sous forme de schéma les paramètres suivants :

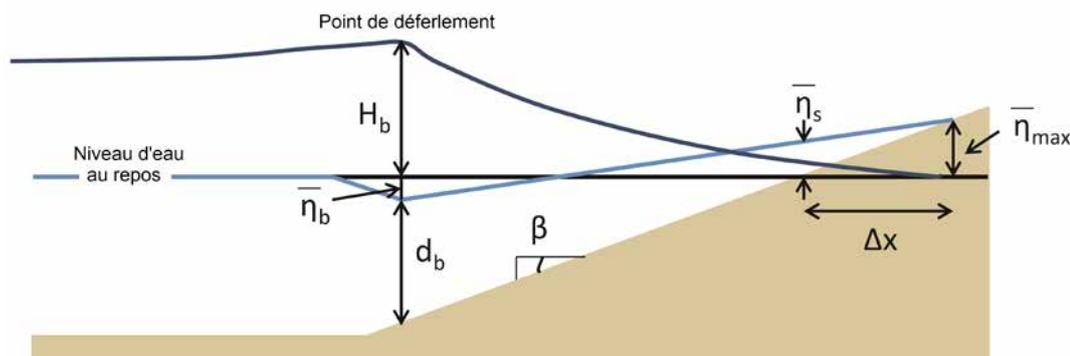


Figure 7.45 Schéma de la contribution des vagues au niveau du rivage

- profondeur de l'eau au point de déferlement, d_b
- hauteur de vague, H_b
- abaissement du niveau de la mer sous l'effet des vagues (*wave set-down*), $\bar{\eta}_b$
- pente du rivage, β
- surélévation moyenne du niveau de la mer sous l'effet des vagues (*wave set-up* en anglais), $\bar{\eta}_s$
- déplacement de la ligne de rivage, Δx
- surélévation moyenne maximale du niveau de la mer sous l'effet des vagues, $\bar{\eta}_{max}$

En général, la surélévation du niveau de la mer sous l'effet des vagues est la plus faible (négative ou abaissement) au niveau du point de déferlement, et augmente de façon linéaire en direction de la côte, atteignant une valeur maximale à terre à hauteur de la ligne de niveau d'eau au repos (SWL). Ainsi, les valeurs de Δx et de $\bar{\eta}_{max}$ sont-elles importantes pour la conception des digues. Une approximation de l'évaluation de la surélévation du niveau de la mer sous l'effet des vagues est présentée à l'encadré 7.17. Des méthodes plus détaillées sont présentées par Smith (2003) et CIRIA, CUR, Cerema (2007)

Encadré 7.17

Règle empirique pour l'évaluation de la surélévation du niveau de la mer sous l'effet des vagues

Deux méthodes sont détaillées : la méthode 1 est tirée de Smith (2003), et la méthode 2 est basée sur le travail de Dean et Walton (2009).

Méthode 1 (à utiliser lorsque les données de vagues sont disponibles au point de déferlement) :

La surélévation du niveau moyen de la mer sous l'effet des vagues $\bar{\eta}_s$ au niveau de la ligne d'eau au repos au rivage peut être approchée comme :

$$\bar{\eta}_s \approx (0.10 \text{ to } 0.20) H_b \approx (0.08 \text{ to } 0.17) d_b \quad (7.50)$$

avec l'hypothèse d'un indice de profondeur de rupture $\gamma_b = H_b/d_b = 0.84$.

Méthode 2 (à utiliser lorsque des données de vagues sont disponibles au large) :

$$\bar{\eta}_s = (0.191 \pm 0.100) H'_{os} \quad (7.51)$$

Où H'_{os} = hauteur significative équivalente des vagues en eaux profondes (m).

Avertissement : il est important de souligner que les méthodes de prédiction du *run-up* ou de débits de franchissements des vagues sur des murs de front de mer, des revêtements ou d'autres ouvrages en lien avec la côte ou le rivage ont (presque toujours) été déduites (ou validées au regard) de mesures de *run-up* et de débits de franchissement effectuées sur des modèles physiques réalisés en canal à houle ou en bassins. Ces mesures prennent déjà en compte la surcote au droit de l'ouvrage et il n'est pas nécessaire de prendre en compte dans ces formules une contribution supplémentaire pour la surcote.

7.4.2.4 Variations locales de hauteur d'eau (y compris des ondes de période longue ou de seiches)

Au niveau de l'estran, des variations locales de la hauteur d'eau peuvent augmenter la possibilité de franchissement de la digue, discuté à la section 8.2.1. Les principaux phénomènes sont :

1. **Les ondes de période longue**, qui se propagent avec les groupements de vagues et grossissent à proximité du rivage. Classiquement, ces ondes de période longue ont une faible hauteur, de 0,1 à 0,3 mètre, dans les situations les plus communes. Les oscillations de période longue peuvent aggraver les dommages aux ouvrages côtiers et accroître les franchissements.
2. **Les seiches**, qui sont des oscillations de la surface libre d'une masse d'eau dans un bassin fermé ou semi-fermé, tel qu'un port ou un lac. Ces oscillations possèdent une période relativement longue, de quelques minutes dans des ports ou des baies à plus de dix heures dans les Grands Lacs des États-Unis et du Canada. Une quelconque perturbation extérieure de la masse d'eau, comme un tremblement de terre ou un glissement de terrain, peut provoquer une oscillation. Dans les ports, cette perturbation peut provenir de vagues courtes ou de groupements de vagues à l'entrée du port. Pour les plans d'eau fermés ou semi-fermés, les seiches sont d'abord le résultat de changements de pression atmosphérique et des conditions résultantes de vent au passage d'une perturbation. Elles se produisent sur la totalité du bassin. Le vent incline efficacement la surface de l'eau dans la direction où il souffle. Lorsque la tempête cesse et que le forçage du vent disparaît, l'eau qui s'est accumulée contre le rivage sous le vent s'écoule en sens inverse vers le plan d'eau et un mouvement oscillatoire est amorcé par le va-et-vient de l'eau. Les pertes par frottement provoquent une réduction progressive au fil du temps de l'amplitude de la seiche. La fréquence d'oscillation est fonction du forçage, de la géométrie et de la bathymétrie du système. C'est à proximité des extrémités de plans d'eau allongés, profonds et étroits que l'effet des seiches est le plus important.

7.4.2.5 Modélisation numérique des niveaux d'eau

Les surcotes de tempête, la surélévation de la mer sous l'effet des vagues, les ondes de longue période, les seiches ainsi que les courants sont généralement modélisées en utilisant les équations de continuité et de mouvement, ou l'équation généralisée de continuité des ondes. Les données d'entrée du modèle comprennent la bathymétrie et la topographie, les coefficients de rugosité du fond (par exemple les coefficients n de Manning, dérivés de l'utilisation des cartes d'occupation des sols couvrant la zone d'inondation potentielle), le potentiel de marées (ou l'historique dans le temps des niveaux de marées aux limites du modèle pour un petit secteur), les conditions aux limites des débits des cours d'eau, la pression atmosphérique et le régime des vents sur le secteur, ainsi que les contraintes de radiation dues

aux vagues (afin de calculer leur contribution). Les mailles du modèle doivent être développées avec suffisamment de discrétisation spatiale pour rendre compte des caractéristiques bathymétriques et des gradients imposés. Généralement, les modèles de surcotes de tempête sont intégrés en profondeur (2D au niveau horizontal), mais ils peuvent également être en 3D. Les modèles nécessitent une calibration basée sur les mesures *in situ* de hauteurs d'eau et/ou de courants, puis une validation avec des données indépendantes. Les modèles peuvent s'échelonner de simples formulations en différences finies appliquées à des secteurs limités, jusqu'à des grilles multiples possédant des millions de nœuds ou de cellules en 2D ou 3D couvrant la totalité des bassins océaniques. Les modèles de surcotes de tempêtes résolvent et déterminent ainsi les évolutions spatiales et temporelles des niveaux d'eau et des courants.

7.4.2.6 Changements à long terme du niveau moyen des eaux

Les changements à long-terme du NMM relatif proviennent des effets combinés de changements locaux d'élévation des terrains et de changement mondial du niveau des mers provenant du changement climatique. Ces changements proviennent de cinq processus principaux. Plusieurs d'entre eux peuvent se produire simultanément, mais tous les processus ne s'appliquent pas nécessairement à tous les lieux géographiques :

- remontée eustatique ou changement mondial du niveau des océans. Les exemples de remontées eustatiques comprennent la fonte des calottes glaciaires terrestres et des glaciers, ainsi que l'expansion des eaux océaniques de surface en raison du réchauffement global des océans. Les mesures à long terme dans le monde indiquent une vitesse globale d'élévation de un à deux millimètres par an au cours du siècle dernier. Le consensus actuel est que cette vitesse d'élévation va probablement s'accroître jusqu'à environ cinq millimètres par an, avec quelques variations régionales, bien qu'il n'y ait pas d'indication que cette accélération ait déjà commencé ;
- les fluctuations climatiques peuvent également créer des changements du niveau de la mer. Par exemple, les changements de surface provoqués par El Niño en raison de changements de la taille et de l'emplacement des cellules de haute pression ;
- une subsidence de la croûte, une surrection d'origine tectonique ou une subduction de la croûte terrestre – ces changements peuvent résulter de la surrection ou du refroidissement d'arcs côtiers, du chargement et de la consolidation de sédiments, ou bien d'une subsidence provoquée par la charge résultant d'une éruption volcanique ;
- la subsidence sismique provoquée par la survenance brutale et irrégulière de tremblements de terre ;
- l'auto-subsidence provoquée par le compactage ou la consolidation de sédiments sous-jacents comme des vases ou de la tourbe.

Les élévations du NMM relatif sont généralement responsables de l'élévation de l'ensemble des autres niveaux d'eau, y compris les hauteurs d'eau extrêmes. Dans de nombreux cas, l'élévation du niveau des mers devient un problème, particulièrement lorsque les hauteurs de vagues limitées par la profondeur connaissent des augmentations. L'élévation du niveau des mers augmente ainsi l'attaque des vagues sur les structures des digues côtières (CIRIA, CUR, Cerema, 2007).

7.4.3 Les vagues

Les vagues impactent les digues en élevant le niveau d'eau moyen (surélévation de la mer sous l'effet des vagues) et par le battement intermittent des vagues (*run-up*) et les franchissements (*cf.* sections 8.2.1). Les vagues peuvent modifier la morphologie en raison des forces de cisaillement imposées par les vitesses orbitales des vagues, les vitesses d'étalement (*run-up*) ou de débordement, les lames de fond ou la réflexion.

Les vagues océaniques ou côtières sont composées de nombreuses vagues de différentes périodes, hauteurs ou directions, et sont qualifiées de houles aléatoires. Des paramètres statistiques sont utilisés pour caractériser le champ de vagues (*cf.* encadré 7.18). Les paramètres intéressants pour les houles sont la hauteur significative, les périodes de pointe et moyennes, la direction, la longueur, ainsi que la vitesse orbitale maximale au fond. Les houles peuvent également être caractérisées par leur spectre directionnel, qui décrit la distribution de la densité de l'énergie des vagues en fonction de la fréquence (f) et de la direction (θ). Le spectre directionnel des vagues $S(f, \theta)$ peut être exprimé comme un produit du

spectre de fréquence des vagues $S(f)$ et une fonction de dispersion directionnelle $D(f, \theta)$. Une manière de simplifier les houles aléatoires du monde réel, souvent appliquée lors du travail de conception, est de représenter un champ de vagues par des vagues monochromatiques ou régulières consistant en une seule période, hauteur et direction. Ces vagues monochromatiques sont souvent une manière rapide et prudente d'estimer l'effet des vagues sur les digues et d'autres ouvrages côtiers. Des houles à la fois régulières et aléatoires sont utilisées au sein du présent chapitre pour représenter l'effet des vagues sur les digues, en fonction de la facilité d'utilisation et du travail relatif nécessaires pour apporter une information de conception qui soit précise.

Les vagues sont produites par le vent soufflant sur une étendue d'eau (*fetch*). La distance au-dessus de l'eau est mesurée dans la direction du vent, et peut représenter un élément important à prendre en compte lors de la conception de digues exposées à une masse d'eau ouverte. Les hauteurs de vagues en eau profonde suivent une distribution de Rayleigh ou asymétrique. La description de la surface de la mer pour ce qui concerne l'action des vagues est appelé l'« état de mer ». L'état de mer peut comprendre deux composantes :

1. **Mer de vent** : les vagues se développent activement en raison d'une vitesse de vent supérieure à la vitesse des vagues. Ces vagues sont variables en taille, période et direction et sont caractérisées par de courtes périodes (typiquement de 3 à 15 secondes). La surface de la mer est irrégulière.
2. **Houle formée** : les vagues se sont propagées en dehors de la zone où elles ont été générées. Le vent local a peu ou pas d'influence sur elles. La houle est caractérisée par un aspect plus régulier (hauteur, période et direction de vague plus uniformes) que pour les mers de vent, avec des périodes plus longues (typiquement de 10 à 30 secondes).

Encadré 7.18

Paramètres des houles

Hauteur de la houle significative (H_s) : ($H_s = H_{1/3}$) : hauteur moyenne mesurée de la crête au creux du tiers des vagues les plus fortes sur une durée d'environ 30 minutes. La plupart des mesures calcule la hauteur de houle significative à partir de la variance de la surface de la mer ou l'intégration du spectre de vagues, désigné comme hauteur de houle de moment zéro $H_{m0} = 4(m_0)^{1/2}$, où m_0 est le moment zéro du spectre de fréquence des vagues. $H_{1/3}$ et H_{m0} sont équivalentes en eaux profondes, mais en eaux peu profondes, aux profondeurs d'avant déferlement, $H_{1/3}$ peut être jusqu'à 30 à 50 % plus grande (Thompson et Vincent, 1985).

Racine carrée de la hauteur de vague : la racine carrée de la hauteur de vague définie par la méthode du passage par zéro (sens positif ou sens négatif) dans le domaine temporel. $H_e = (8 m_0)^{1/2}$ définie dans le domaine spectral, et pouvant également être désignée comme la hauteur de vague d'énergie moyenne. Ces estimations peuvent différer de quelques pourcents ou plus, particulièrement dans la zone proche de la côte.

Période de pic des vagues (T_p) : la période de pic des vagues correspond à la fréquence de valeur maximale (pic) du spectre de fréquences, f_p , où elles sont reliées par $T_p = 1/f_p$.

Période moyenne des vagues (T_m) : la période moyenne des vagues définie par la méthode du passage par zéro dans le domaine temporel ou $T_{m02} = (m_0/m_2)^{1/2}$, définie à partir des moments d'ordre zéro et d'ordre deux du spectre de vagues.

Direction du pic des vagues (θ_p) : la direction des vagues correspondant au pic du spectre directionnel des vagues. La direction des vagues est généralement définie par la direction à partir de laquelle les vagues se propagent. Pour des états de mer où coexistent des mers de vent et des houles formées, des pics multiples peuvent apparaître au sein du spectre.

Direction moyenne des vagues (θ_m) : le vecteur de direction moyenne des vagues calculé à partir du spectre directionnel des vagues.

Longueur d'onde (L) : la distance entre les crêtes des vagues. La longueur d'onde est une fonction de la période, T , et de la profondeur de l'eau, d . En eaux profondes, lorsque d est plus grand et satisfait certains critères de profondeur, la longueur d'onde d'eaux profondes (L_o) peut s'exprimer comme :

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (7.52)$$

Encadré 7.18 (suite)
Paramètres des houles

Les vagues interagissent avec le fond lorsque la profondeur d'eau est inférieure à $L/2$. L'équation générale de longueur d'onde (L) pour une profondeur d'eau quelconque est :

$$L = L_o \tanh \frac{2\pi d}{L} \quad (7.53)$$

La longueur d'onde peut être approchée comme (Fenton et McKee, 1989) :

$$L = L_o \left(\tanh \left[\left(\frac{2\pi}{T} \left(\frac{d}{g} \right)^{0.5} \right)^{1.5} \right] \right)^{0.667} \quad (7.54)$$

Vitesse orbitale maximale au fond (u_{bmax}) : importante lors des crues lorsqu'une digue est exposée aux vagues avec un angle pouvant produire un affouillement ou une érosion localisés.

$$u_{bmax} = \frac{H_{m0\pi}}{T} \frac{1}{\sinh \frac{2\pi d}{L}} \quad (7.55)$$

La présence concomitante d'une mer de vent et d'une ou deux houles formées est fréquente sur les sites côtiers. De grandes vagues de vent sont produites par des tempêtes et les conditions météorologiques de tempête pour un site donné peuvent comprendre des situations à la fois de cyclones tropicaux (typhons ou ouragans) et de tempêtes tropicales. Les tempêtes extrêmes peuvent produire des hauteurs de vagues significatives de 12 à 18 mètres, avec des périodes de pointe de 15 à 20 secondes sur les sites côtiers exposés.

La direction des vagues par rapport à la côte et la bathymétrie locale influencent la manière dont les vagues se transforment. La dispersion directionnelle des vagues est généralement moindre dans des eaux peu profondes qu'en eaux profondes en raison de la réfraction des vagues. Ce changement doit être pris en considération lors de l'évaluation des processus résultant des vagues en eaux peu profondes. Lorsqu'une mer de vent et une houle formée coexistent, les spectres de vagues présentent des pics multiples, souvent appelés spectres bimodaux (deux pics) ou multimodaux (pics multiples).

Les calculs concernant les vagues sont généralement répartis en deux domaines

1. **Génération** : la génération des vagues domine, avec une faible interaction avec la bathymétrie.
2. **Transformation** : les processus de transformation des vagues (réfraction, réflexion, haut-fond, déferlement, dissipation) dominant en raison de la forte interaction avec la bathymétrie et les structures côtières.

7.4.3.1 Génération des vagues

Les caractéristiques des vagues au large peuvent être obtenues par des mesures *in situ*, ou prédites par des méthodes simples ou des modèles numériques :

- **les mesures *in situ*** sont une excellente source d'information sur les vagues, mais les sites de mesure sont généralement très distants les uns des autres et de nombreux enregistrements se révèlent trop courts pour représenter les conditions de vagues d'un site. Des programmes nationaux de collecte de données fournissent des ressources en mesures. La section 7.4.6 fournit un certain nombre de sources d'informations locales ;
- **des méthodes simples de prédiction** peuvent être utilisées pour des masses d'eau fermées. Les hauteurs de vagues de tempête peuvent être estimées à partir de la vitesse du vent, de sa direction et de la longueur de *fetch*, en utilisant des équations de croissance simple des vagues limitées par le *fetch*. Un exemple de calcul est présenté à l'encadré 7.19. La vitesse des vents doit être évaluée ou ramenée à une altitude standard de dix mètres et les temps pour établir la moyenne des vents

doivent être ajustés pour déterminer les conditions de maximum des vagues. La croissance des vagues peut être limitée par la durée pendant laquelle souffle le vent, de même que par la longueur de *fetch* ;

- **modèles numériques de production des vagues.** Pour des digues adjacentes à un océan ouvert ou à une grande mer, les méthodes simples de prédiction des vagues par la longueur limite de *fetch* ne sont pas appropriées, car le *fetch* est limité par la taille de la tempête et la géométrie du bassin, les champs de vents ne sont pas homogènes, et les vagues se propagent à partir de tempêtes éloignées (houle formée). Par conséquent, les modèles de génération des vagues sont généralement utilisés pour reconstituer les conditions de vagues des tempêtes extrêmes ou des conditions climatiques représentatives. L'évolution du spectre de densité d'énergie des vagues est modélisée avec l'équation de bilan d'énergie utilisant en entrées le champ des vents, la bathymétrie ainsi que le spectre des vagues aux limites des océans ouverts. Les modèles de génération des vagues nécessitent des capacités significatives de calcul pour fonctionner, des données d'entrées détaillées de bathymétrie et de champ de vent couvrant le bassin, et nécessitent également d'être validés par des données d'événements passés.

Encadré 7.19
Génération de la houle avec un *fetch* limité

1. **Vitesse et direction du vent** : estimation de la vitesse et de la direction du vent à partir des mesures ou d'autres informations météorologiques – la vitesse des vents doit être ramenée à une altitude de dix mètres :

$$U_{10} = U_z \left(\frac{10}{z} \right)^{\frac{1}{7}} \quad (7.56)$$

Où U_{10} est la vitesse du vent à 10 mètres, et U_z est la vitesse du vent mesurée à une élévation z (en mètres).

Les mesures des vents peuvent être moyennées sur de très courtes périodes (de quelques secondes à quelques minutes).

Les vents devraient faire l'objet d'une moyenne sur une période suffisamment longue pour que des vagues limitées par le *fetch* puissent se développer (typiquement de quelques dizaines de minutes jusqu'à une heure). La durée des vents peut être convertie de la manière suivante :

$$\frac{U_t}{U_{3600}} = 1.277 + 0.296 \tanh \left(0.9 \log_{10} \left[\frac{45}{t} \right] \right) \quad 1 \text{ s} < t < 3600 \text{ s} \quad (7.57)$$

$$\frac{U_t}{U_{3600}} = 1.5334 - 0.15 \log_{10} t \quad 3600 \text{ s} < t < 36,000 \text{ s} \quad (7.58)$$

Où t est le temps sur lequel la moyenne est calculée

2. **Fetch** : la longueur de *fetch* X peut être mesurée à partir d'une carte. En partant de la digue, tracer des lignes rayonnantes se prolongeant jusqu'à la côte opposée. Le *fetch* doit faire l'objet d'une moyenne à partir d'arcs d'environ 15° . La hauteur des vagues est fonction de la longueur de *fetch* et de la vitesse du vent, de telle façon que si la vitesse du vent varie avec la direction, de multiples combinaisons de vitesses de vent et de *fetch* sont à tester.

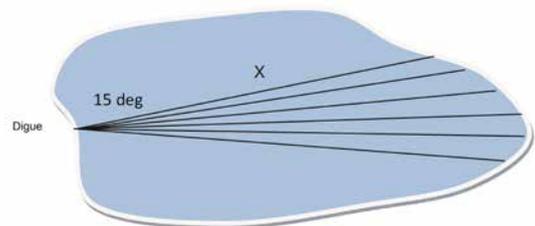


Figure 7.46 Mesure de la zone concernée

3. **Appliquer des équations de croissance de vagues limitées par le *fetch*** (Resio *et al.*, 2008), appliquer des unités cohérentes pour les longueurs (m), les vitesses (m/s), et les durées (s) :

Encadré 7.19 (suite)

Génération de la houle avec un *fetch* limité

a. Coefficient de traînée : $C_D = 0.001(1.1 + 0.035U_{10})$ (7.59)

b. Vitesse de frottement du vent : $u_*^2 = C_D U_{10}^2$ (7.60)

c. Hauteur des vagues : $H_{mo} = 0.0413 \frac{u_*^2}{\sqrt{g}} X^{1/2}$ (7.61)

d. Période des vagues : $T_p = 0.751 \frac{u_*^{1/3}}{g^{2/3}} X^{1/3}$ (7.62)

4. Si les durées de vents forts sont relativement courtes, la durée t peut être convertie en une longueur de *fetch* équivalente et appliquée au niveau des équations ci-dessus :

$$X = 0.00523g^{1/2} u_*^{1/2} t^{3/2} \quad (7.63)$$

7.4.3.2 Transformation des vagues

Les processus de transformation des vagues sont très spécifiques à chaque site et sont gouvernés par l'interaction des vagues avec la bathymétrie et les ouvrages côtiers locaux dans les profondeurs d'eau inférieures à la moitié de leur longueur d'onde.

Les processus de transformation comprennent :

1. **Le shoaling** : lorsque les vagues se propagent vers des eaux moins profondes, la longueur d'onde décroît alors que la période des vagues reste identique, la vitesse des vagues (L/T) est alors réduite. La vitesse d'un groupe de vagues (vitesse à laquelle l'énergie des vagues se déplace) diminue également avec la profondeur de l'eau, et comme le flux d'énergie des vagues est conservé, la hauteur des vagues augmente pour compenser la réduction de la vitesse. Un exemple de calcul de *shoaling* avec la théorie linéaire de la houle est présenté à l'encadré 7.20.
2. **La réfraction** : en eaux peu profondes, les crêtes de vagues tendent à s'aligner avec les courbes de niveau du fond, en raison de la diminution de la vitesse des vagues avec la profondeur (cf. figure 7.47). Si la vague se propage de manière orthogonale par rapport aux courbes de niveau du fond, aucune réfraction n'intervient. Si les courbes de niveau du fond sont homogènes le long de la côte, le changement d'orientation des vagues peut être calculé à partir de la loi de Snell (cf. encadré 7.21). Si les courbes de niveau de la bathymétrie sont complexes en raison de la présence notamment de barres irrégulières ou de canyons, les caractéristiques de réfraction seront également complexes. Les vagues tendent à concentrer l'énergie dans des zones d'eaux peu profondes et à disperser l'énergie dans des zones d'eaux profondes. Des modèles numériques doivent être utilisés dans les régions complexes.
3. **La diffraction** est le processus par lequel l'énergie des vagues se disperse le long de leur crête depuis une zone de plus grande hauteur de vagues vers une zone de plus faible hauteur de vagues, par exemple derrière un brise-lame (cf. figure 7.48). La diffraction peut être estimée à partir de schémas de diffraction (Vincent *et al.*, 2002) ou avec des modèles numériques.
4. **La réflexion** est le processus par lequel les vagues à proximité d'ouvrages raides ou lisses peuvent être réfléchies en direction du champ de vagues incidentes, augmentant les hauteurs de vague et les vitesses en créant des ondes stationnaires. La hauteur des vagues devant un mur lisse et vertical peut être deux fois plus grande que celle des vagues incidentes.
5. **Le déferlement** intervient dans des eaux peu profondes lorsque la hauteur des vagues est environ égale à la profondeur de l'eau, provoquant une dissipation de l'énergie des vagues (cf. figure 7.49). Le rapport de la hauteur des vagues par la profondeur de l'eau (d) au niveau du point où s'amorce le déferlement est fonction de la cambrure des vagues (H/L) et de la pente du fond (b). Des vagues de faible cambrure ou des pentes de fond plus importantes conduisent à un indice de déferlement plus

important (H/d). Un rapport classique de hauteur de vague par rapport à la profondeur de l'eau (H/d) est de 0,8 à l'amorce du déferlement pour une vague isolée et de 0,6 pour une hauteur de houle estimée à partir de l'énergie (H_{mo}). La hauteur de la houle dans la zone de surf (zone où intervient le déferlement) peut être estimée comme étant limitée par l'indice de déferlement ($H_{mo} \leq 0,6 d$). Les vagues déferlantes se déplaçant à travers une zone peu profonde devant une digue se reforment avec une hauteur d'environ $0,4 d$.

6. **La dissipation** peut provenir d'une interaction avec un fond marin très rugueux, comme des récifs coralliens ou de la végétation sous-marine, ou avec des vases fluides couvrant le fond. La prise en compte de ces effets demande généralement des mesures pour calibrer les coefficients de dissipation.

Avertissement

Les règles simples ci-dessus pour des hauteurs de vague limitées par la profondeur peuvent être utilisées pour des vagues de tempête courte (pas de houle formée) ainsi que pour des pentes de fond à faible gradient. Si toutefois la pente du fond est plus importante que 1:30, ou que la profondeur relative (d/gT^2) < 0,01, alors la hauteur des vagues limitée par la profondeur peut être plus importante.

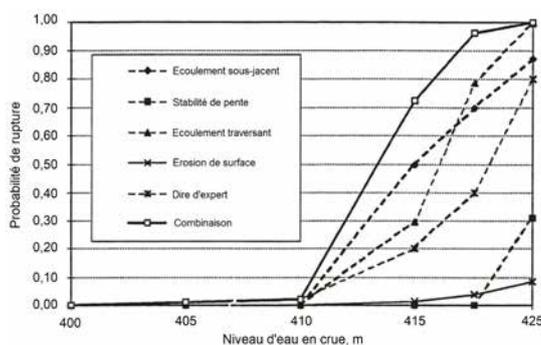


Figure 7.47 Réfraction, shoaling et déferlement de vague (source : USACE)

Figure 7.48 Diffraction des vagues autour des jetées à l'entrée de Sunderland (source : William Allsop)

Encadré 7.20
Calcul du shoaling

Le shoaling des vagues peut être calculé avec la théorie de la houle linéaire pour les vagues monochromatiques :

$$H_2 = H_1 \sqrt{\frac{C_{g1}}{C_{g2}}} \tag{7.64}$$

Où les indices 1 et 2 se rapportent à des valeurs à différentes profondeurs d'eau (par exemple au large ou à proximité de la côte) et la vitesse de groupe est donnée par :

$$C_g = \frac{1}{2} \frac{L}{T} \left(1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sinh \frac{4\pi d}{L}} \right) \tag{7.65}$$

La définition de la longueur d'onde L a été présentée à l'encadré 7.18.



Figure 7.49 **Vagues déferlant et se reformant sur la côte de Caroline du Nord**
(source : Luc Hamm)

Encadré 7.21

Calcul de réfraction de vagues en utilisant la loi de Snell

En faisant l'hypothèse que les courbes de niveau du fond sont homogènes le long de la côte, la réfraction de vagues monochromatiques peut être calculée comme suit :

$$\frac{\sin \theta_1}{C_1} = \frac{\sin \theta_2}{C_2} \quad (7.66)$$

Où les indices 1 et 2 se rapportent à des valeurs à différentes profondeurs d'eau, θ est l'angle entre les courbes de niveau du fond de l'eau et la crête des vagues, et $C (= L/T)$ est la vitesse des vagues.

Le changement de hauteur de vagues (H) due à la réfraction est donnée par :

$$H_2 = H_1 \sqrt{\frac{\cos \theta_1}{\cos \theta_2}} \quad (7.67)$$

Dans le cas d'états naturels de la mer, la réfraction des vagues est modulée par la dispersion directionnelle.

7.4.3.3 Modèles numériques de transformation des vagues

Dans les zones présentant des bathymétries complexes à proximité de la côte, les modèles de transformation des vagues constituent un excellent outil pour propager les houles aléatoires depuis le large vers la digue. Les conditions limites au large peuvent être appliquées à partir de mesures ou d'un modèle de génération de vagues construit *a posteriori* ou de façon prédictive. Les modèles nécessitent une bathymétrie de proximité de côte avec une précision qui caractérise de façon adéquate les caractéristiques des fonds marins et les variations côtières. Des informations supplémentaires peuvent inclure les vents locaux, les hauteurs d'eau (marées et surcotes de tempêtes), ainsi que la rugosité du fond. Les sorties du modèle comprennent classiquement les hauteurs de vagues, les périodes, les directions, ainsi que des spectres de vagues. Les modèles peuvent être divisés en trois catégories :

1. **Les modèles à moyennes de phases** (équivalents aux modèles de génération de vagues) ne représentent pas des vagues isolées, mais des spectres d'énergie de vagues, y compris les processus de contribution du vent, le *shoaling*, la réfraction, le déferlement et la dissipation. La diffraction n'est pas incluse de manière rigoureuse.
2. **Les modèles à résolution de phase linéaire** négligent la production locale des vagues, mais incluent généralement le *shoaling*, la réfraction, le déferlement, la dissipation, la diffraction et la réflexion.

3. **Les modèles à résolution de phase non linéaire (modèles de type Boussinesq)** comprennent également une déformation non linéaire des vagues et un développement de vagues à basse fréquence (infragravité), qui contribuent au *runup* et aux débordements, mais nécessitent significativement plus de moyens de calcul que des modèles linéaires.

D'une manière générale, les modèles de propagation des houles doivent être mis en place et fonctionner spécifiquement pour un projet particulier. La validation avec des données de terrain du site concerné est recommandée.

7.4.3.4 Modélisation du déferlement des vagues et de ses effets

Lorsqu'il est important de modéliser la dissipation de l'énergie liée au déferlement induit par la profondeur en eaux peu profondes, il est recommandé de calculer simultanément les variations du niveau d'eau au repos (SWL en anglais) résultant du déferlement, de la surélévation (*set-up*) ou de l'abaissement (*set-down*) du niveau de la mer sous l'effet des vagues (cf. section 7.4.2). Pour certains modèles à résolution de phases, ces variations de niveau d'eau au repos (SWL en anglais) sont calculées à l'intérieur du modèle de vagues lui-même en utilisant les mêmes équations. Pour des modèles mettant en œuvre des moyennes de phases, le *set-up* est calculé à partir des équations de mouvement et de continuité, et il est ainsi nécessaire de procéder à des itérations entre les calculs de vague et de hauteurs de l'eau, ou de combiner les calculs en raison du fait que les variations du niveau d'eau au repos (SWL en anglais) affectent la transformation des vagues.

7.4.4 Tsunamis

Les tsunamis sont des ondes gravitaires produites par des tremblements de terre, des glissements de terrain ou une activité volcanique. Les tsunamis sont caractérisés par des périodes de vagues de l'ordre de quelques minutes plutôt que de quelques secondes (typiquement de 10 à 60 minutes), qui proviennent généralement de tremblements de terre situés sous l'océan, où les profondeurs d'eau peuvent être supérieures à mille mètres et peuvent se déplacer sur de longues distances. En eaux profondes, la hauteur du tsunami peut être très petite (inférieure à un mètre). Toutefois, lorsqu'il approche du rivage, sa hauteur augmente de façon significative. En raison de leur grande longueur d'onde, ces vagues sont fortement affectées par les hauts fonds et la réfraction. Le tsunami gagne en hauteur et sa pente devient plus importante avec des courants complexes et des trains de vagues multiples. En fonction de la pente de la plage et de la bathymétrie, de l'irrégularité du rivage, ainsi que de la direction des vagues incidentes, des vagues de longue période peuvent également se propager le long de la côte et être piégées au niveau du plateau continental en raison de la réflexion et de la réfraction. On parle alors de « vagues de bord ». Les réflexions des côtes adjacentes peuvent affecter le nombre et l'amplitude des vagues du tsunami. Un des aspects des tsunamis provoquant le plus de dégâts est l'étalement (*run-up*) de l'eau sur la côte. La hauteur verticale du *run-up* peut atteindre dans certains cas jusqu'à trente mètres en raison de la concentration due à la bathymétrie et à la topographie.

La propagation des tsunamis en provenance de profondeurs d'eau assez importantes peut être calculée par la mise en œuvre de la théorie des eaux peu profondes. La réflexion des vagues sur les pentes relativement profondes du plateau continental peut également être un aspect important à prendre en compte.

Certains travaux théoriques sont disponibles (par exemple Wilson, 1963), ainsi que des modèles numériques, pour décrire la genèse des tsunamis, leur propagation et leur étalement (*run-up*) au niveau de grandes étendues de terre (par exemple Shuto, 1991, Yeh *et al.*, 1994, ainsi que Tadepalli et Synolakis, 1996). Il existe également quelques expérimentations à grande échelle (par exemple Liu *et al.*, 1995, et Rosetto *et al.*, 2011).

7.4.5 Courants marins

Bien que les vagues constituent habituellement la contrainte principale d'un environnement marin, les courants doivent également être pris en considération. Les principaux types de courants dans les environnements marins et estuariens sont :

- les courants de marée ;
- les courants à l'exutoire des cours d'eau ;

- les courants induits par le vent ;
- les courants de densité ;
- les courants induits par les vagues (c'est-à-dire les courants le long de la côte) ;
- les courants de circulation océanique provoqués par l'effet de Coriolis induit par la rotation de la terre.

Sur la côte, à l'exception des estuaires, les digues sont essentiellement affectées par des courants induits par les vagues, lesquels sont examinés dans la présente section.

Les courants dépendent de nombreux facteurs et peuvent présenter une grande variabilité géographique. Ils sont fortement influencés par les vents et les terrains locaux lors des situations d'inondation, les variations bathymétriques, les obstructions et les contractions à l'écoulement. La section 8.2 examine les situations de franchissements et de débordements, ainsi que les courants, dans les zones de transition entre zones élevées et zones plus basses, de même qu'au droit des transitions entre des ouvrages en dur et des digues en terre. La présence ou l'absence de végétation influencent également les courants.

7.4.5.1 Courants induits par les vagues

Lorsque les vagues déferlent, la quantité de mouvement des vagues vers la côte entretient un courant le long de la côte. Une méthode de calcul avec un exemple sont présentés à l'encadré 7.22.

Encadré 7.22
Estimation du courant entretenu par les vagues

Une estimation de la vitesse des courants produits par les vagues dans la zone moyenne de surf est donnée par (Komar et Inman, 1970) :

$$V_{mid} = \sqrt{gH_s} \sin \theta_b \cos \theta_b \quad (7.68)$$

Où :

V_{mid} = courant le long de la côte de la zone moyenne de surf

H_s = hauteur des vagues déferlantes (m)

g = constante gravitationnelle (m/s²)

θ_b = angle des vagues déferlantes par rapport à la perpendiculaire à la côte (deg)

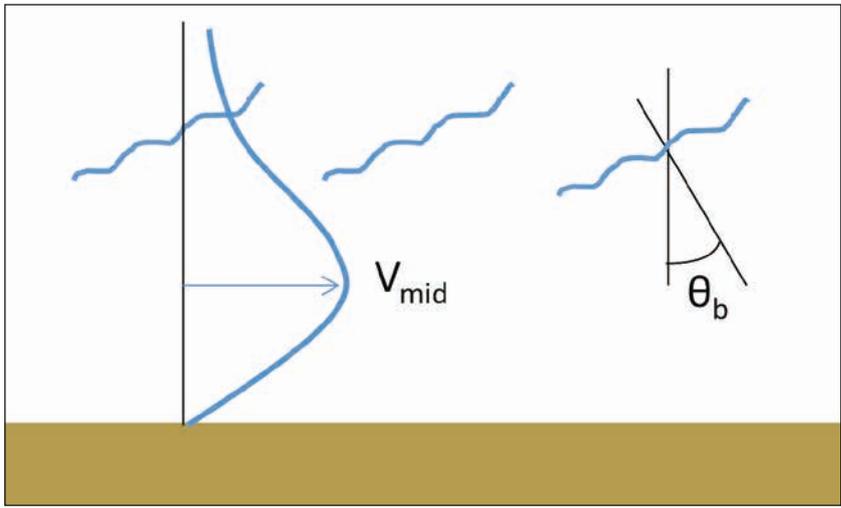


Figure 7.50 Relation entre le courant de la zone moyenne de surf et les caractéristiques des vagues incidentes

Exemple :

Pour une hauteur de vagues déferlantes de 2 mètres et un angle de vague déferlante de 10° par rapport à la perpendiculaire à la côte, l'estimation du courant de la zone moyenne de surf le long de la côte serait de 0,8 m/s.

Les modèles de circulation modernes couplés avec les modèles de transformation des vagues peuvent simuler des courants entretenus par les vagues avec des bathymétries complexes. Lorsque la direction des vagues est proche de la perpendiculaire à la côte ou qu'il existe des irrégularités bathymétriques le long de la côte, des cellules de circulation à proximité du rivage peuvent se développer, accompagnées de courants de retour dirigés vers le large.

7.4.6 Sources de données mondiales et locales

Il est très important que des niveaux de référence soient explicitement définis, puisqu'ils changent d'un pays à l'autre, et même parfois entre les différentes autorités d'un même pays. Il doit également être noté que les niveaux de référence des cartes varient entre les zones maritimes et que la relation entre le référentiel national terrestre et le niveau de référence des cartes change d'une carte à l'autre. Une présentation complémentaire des référentiels est donnée aux sections 7.4.2.1 et 7.9.1. Une sélection de niveaux terrestres nationaux fixes de référence est par ailleurs présentée au tableau 7.33.

Tableau 7.33 Niveaux terrestres nationaux fixes de référence

Zone (continent, pays ou région)	Symbole	Dénomination	Description
Référentiel fixe national français (territoire métropolitain)	NGF-IGN69	Nivellement général IGN69	Le « zéro » est établi comme le niveau moyen de la mer à Marseille pour la période comprise entre 1884 et 1897.
Allemagne	DHHN, NHN	Deutsches Haupthöhennetz (réseau principal de référentiel des altitudes en Allemagne)	Sur la base du NN, révisé, par exemple en 1992 et 2004 (DHHN1992, DHHN2004).
	HN	Höhen Null	Ancien système de nivellement faisant référence à la mesure du niveau de la mer à Kronstadt (Saint Petersburg, Russie) utilisé dans les <i>Länder</i> de la partie est de l'Allemagne.
Irlande	OD	Belfast Ordnance Datum	En Irlande du Nord, l'OD pour les relevés topographiques officiels d'Irlande du Nord est le référentiel de Belfast, c'est-à-dire le NMM à Clarendon Lock, à Belfast, entre 1951 et 1956
		Malin Ordnance Datum	En République d'Irlande, l'OD des relevés topographiques officiels est Malin Ordnance Datum : le NMM à Portmoor Pier, Malin Head, comté du Donegal, entre 1960 et 1969.
Pays-Bas	NAP	Normal Amsterdams Peil	Système altimétrique basé sur le niveau (normalisé) d'Amsterdams Peil (datant de 1684).
	NN	Normal Null	Système altimétrique correspondant au niveau de la mer à Amsterdam (NL).
Royaume-Uni	OD(N)	Ordnance Datum (Newlyn)	ODN (Ordnance Datum Newlyn), défini comme le NMM à Newlyn, en Cornouailles, entre 1915 et 1921. Avant 1921, l'OD était pris à partir du niveau du Dock Victoria, à Liverpool (ODL). La différence entre les différents jeux de données est variable dans le pays.
États-Unis	NGVD63 ou NGVD29	National Geodetic Vertical Datum	Surface fixe dont l'élévation ne change pas avec le temps, révisé en 1963.
	NAVD88	North American Vertical Datum	Surface fixe dont l'élévation ne change pas avec le temps, révisée en 1988.
Grands Lacs des États-Unis / Canada	IGLD85	International Great Lakes Datum	Les Grands Lacs et la rivière Saint-Laurent, révisé en 1985. Le zéro du référentiel a été établi comme la moyenne de l'ensemble des relevés horaires de hauteur d'eau de la surface de l'eau à Pointe-au-Père, au Québec, situé sur le golfe du Saint-Laurent, entre 1941 et 1956.
		LWD	Low Water Datum

Les tableaux 7.34 et 7.35 fournissent des détails sur les sources de données mondiales et nationales concernant les mesures, les ré-analyses historiques et les prévisions de vent et d'hydrodynamisme.

Tableau 7.34 Sources de données de mesures de vent et d'hydrodynamisme

Zone (continent, pays ou région)	Source	Marées, courants et hauteurs d'eau	Vent et pression	Vagues et tsunamis
Mondial	Système d'observations mondial du niveau de la mer : www.gloss-sealevel.org/data/	X		
Couverture satellitaire mondiale	Agence spatiale européenne : www.globwave.org/			X
Mondial/États-Unis	US National Oceanic and Atmospheric Administration, National Data Buoy Center : www.ndbc.noaa.gov/		X	X
Australie	Australian Bureau of Meteorology : www.bom.gov.au/marine/index.shtml	X	X	X
Belgique	Flemish Banks Monitoring Network : www.meetnetvlaamsebanken.be/Default.aspx?Page=&L=en	X	X	X
France	Service hydrographique et océanographique de la Marine : http://refmar.shom.fr/	X		
	Centre d'études techniques maritimes et fluviales : http://candhis.cetmef.developpement-durable.gouv.fr/			X
Allemagne	German Federal Maritime and Hydrographic Agency : www.bsh.de/de/Meeresdaten/Beobachtungen/Seegang/index.jsp	X		X
Italie	Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale : www.mareografico.it www.telemisura.it/	X	X	X
Japon	Japan Oceanographic Data Center : www.jodc.go.jp/index.html	X	X	X
Pays-Bas	Rijkswaterstaat : www.rijkswaterstaat.nl/geotool/waterhoogte_tov_nap.aspx www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/monitoring/landelijk-meetne	X		X
	www.knmi.nl/waarschuwingen_en_verwachtingen/maritiem/golfhoogtes_en_waterstanden.html	X		X
	Royal Netherlands Meteorological Institute (KNMI) and National Institute for Coastal and Marine Management : www.knmi.nl/X_samenw/hydra/cgi-bin/freqtab.cgi		X	
Espagne	Puertos del Estado : www.puertos.es/en/oceanografia_y_meteorologia/redes_de_medida/index.html	X	X	X

Zone (continent, pays ou région)	Source	Marées, courants et hauteurs d'eau	Vent et pression	Vagues et tsunamis
Royaume-Uni	British Oceanographic Data Centre : https://www.bodc.ac.uk/data/online_delivery/ntslf/	X		
	National Oceanography Centre, National Tidal and Sea Level Facility : www.pol.ac.uk/ntslf/	X		
	National Centre for Ocean Forecasting : www.ncof.co.uk/	X	X	X
Royaume-Uni (côte)	Channel Coastal Observatory : www.channelcoast.org/data_management/real_time_data/charts	X	X	X
	WaveNet : www.cefas.defra.gov.uk/our-science/observing-and-modelling/monitoring-programmes/wavenet.aspx			X
Royaume-Uni (au large)	UK Met Office : www.metoffice.gov.uk/weather/marine/observations/map.html	X	X	X

Tableau 7.35 Données historiques et prévisions

Zone (continent, pays ou région)	Source	Marées, courants et hauteurs d'eau	Vent et pression	Vagues et tsunamis
Mondial	Suivi des océans et prévision : www.myocean.eu/web/24-catalogue.php	X		
Europe	Centre européen de prévisions météorologiques à moyen terme : www.ecmwf.int/products/		X	X
France	Prévimer : www.previmer.org/	X	X	X
Allemagne	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie : www.bsh.de/en/index.jsp	X	X	X
Japon	Agence météorologique japonaise : www.jma.go.jp/jma/indexe.html Gardes côte japonais : www1.kaiho.mlit.go.jp/jhd-E.html	X	X	X
Pays-Bas	Rijkswaterstaat : www.meetadviesdienst.nl/nl/water-en-weer/verwachtingen-water/noordzee/wind-en-golven.htm		X	X
Royaume-Uni	Centre national de prévision océanique : www.ncof.co.uk/	X	X	X
États-Unis	Centre fédéral d'étude des océans, administration fédérale chargée des océans et de l'atmosphère (modèles de prévision) : http://tidesandcurrents.noaa.gov/ http://polar.ncep.noaa.gov/waves/download.shtml	X		X
	USACE : http://wis.usace.army.mil/		X	X
	Météo des océans : www.oceanweather.com/metocean/grow/index.html		X	X

7.4.7 Analyse des niveaux extrêmes de hauteurs d'eau et de vagues

Pour l'analyse des risques comme pour la conception, la connaissance des probabilités de niveaux extrêmes de hauteur d'eau ou de vagues est fondamentale. Les méthodes pour les évaluer sont présentées ici. La section 7.4.8 traite ensuite des méthodes d'évaluation des probabilités conjointes.

7.4.7.1 Analyse des niveaux d'eau au repos côtiers et processus de prévision

Les hauteurs d'eau extrêmes sont exprimées par rapport au NME (niveau moyen de l'eau), au référentiel cartographique local ou au référentiel terrestre national. Pour déterminer les hauteurs d'eau extrêmes, l'ensemble des composantes de la hauteur d'eau doit être déterminé comme une fonction de probabilité (moyenne) de dépassement, ou de manière alternative être exprimé comme une fréquence moyenne de dépassement ou période de retour. De telles courbes de dépassement sont basées sur une courbe de distribution de long terme, obtenue en ajustant les données de hauteur d'eau à une distribution statistique standard. Toutefois, le manque de données pour les événements de longue période de retour implique souvent la nécessité d'une extrapolation. Il n'est pas recommandé d'extrapoler une période de retour supérieure à deux fois la longueur maximale des relevés. L'extrapolation peut être appuyée par des modélisations numériques de tempêtes historiques ou synthétiques. Des tempêtes synthétiques sont généralement nécessaires à l'analyse des tempêtes tropicales en raison de leur surface d'impact limitée et de la rareté des enregistrements de données.

Dans la plupart des cas, les niveaux d'eau extrêmes peuvent inclure les élévations de marées, les surcotes de tempête ou de longues périodes de seiches, selon le cas, mais excluent les variations locales provoquées par les vagues (cf. sections 7.4.2.3 et 7.4.2.4). La prise en compte de la contribution des vagues et des oscillations de grande longueur d'onde dans les niveaux d'eau dépend des cas et de la formule ou du modèle. Si une formule de prévision des débordements (cf. section 8.2.1) nécessite les profondeurs d'eau à la base de la digue, alors l'ensemble des composants du niveau d'eau, y compris la surélévation de la mer sous l'effet des vagues (*wave set-up*) et les ondes longues, doit être pris en compte.

Deux méthodes peuvent être utilisées pour déterminer les niveaux d'eau extrêmes résultant d'une combinaison des marées et des surcotes de tempête :

- séparation des marées et des surcotes de tempête
- statistique des mesures de niveau d'eau total.

La première méthode doit être employée lorsque le rapport amplitude de marée/surcote de tempête est supérieur à 1,5 (Haigh *et al.*, 2010). L'encadré 7.23 présente un exemple d'analyse du niveau d'eau au repos extrême s'appuyant sur la seconde méthode, puisque qu'elle est généralement plus facile à utiliser.

Encadré 7.23
Exemple d'analyse de niveaux d'eau au repos extrêmes

Pour un site n'étant pas concerné par les cyclones tropicaux, la méthode implique d'ajuster les données de pic de niveau d'eau à une distribution appropriée de long terme (CIRIA, CUR, Cerema, 2007), par exemple la distribution de Gumbel :

$$P(X \leq x) = \exp\{-\exp(-ax+b)\}, \text{ où } a \text{ et } b \text{ sont les paramètres à déterminer.}$$

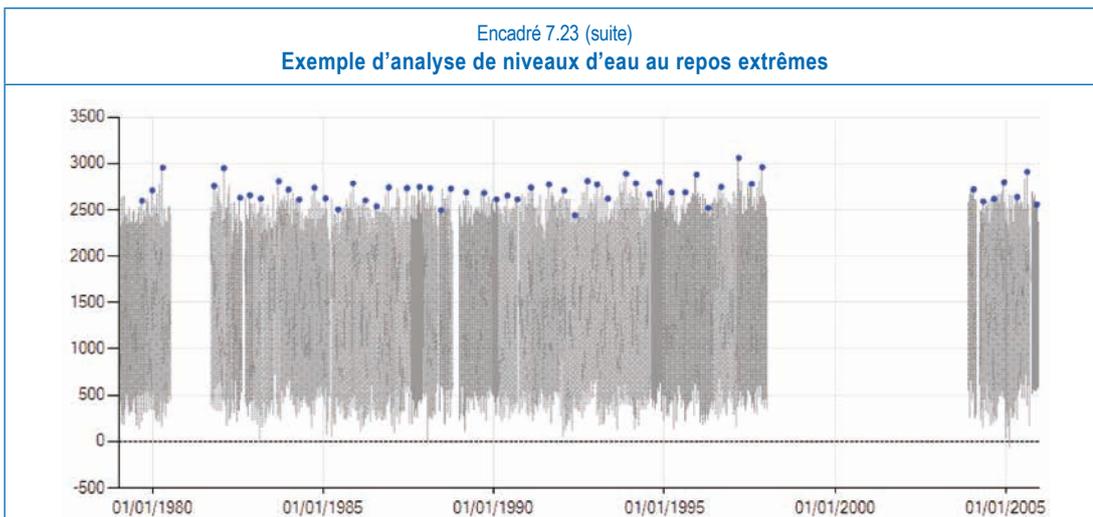


Figure 7.51 **Données sources de niveaux de marée (référentiel côtier en mm = mm CD) et points correspondant aux données extraites des pics de hauteur d'eau (séparation de cent jours minimum)**
(source : HR Wallingford)

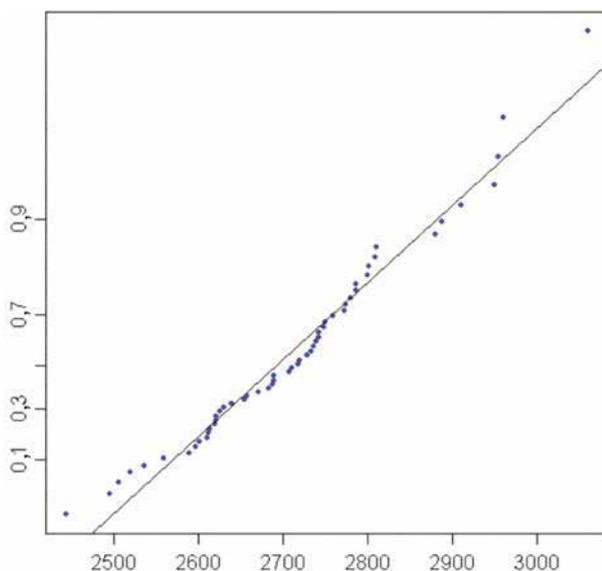


Figure 7.52 **Distribution de Gumbel ajustée aux pics de hauteurs d'eau (probabilité inférieure à un niveau particulier, correspondant au référentiel en millimètres)**
(source : HR Wallingford)

Tableau 7.36 **Estimations de niveaux de retour (référentiel en millimètres pour différentes périodes de retour)**

Période de retour (années)	1	2	5	10	20	50	100
Hauteur de la mer (mm CD)	2694	2782	2884	2956	3028	3121	3191

Quand peu de données sont disponibles sur le site d'étude, des données peuvent être disponibles sur un site voisin. Dans ce cas, les valeurs extrêmes peuvent être déterminées par analogie avec les extrêmes estimés au niveau de ce site voisin. Cette approche doit être appliquée avec précaution, et dans l'idéal seulement le long des rivages ouverts, sur lesquels le marnage ne varie que graduellement. Il convient de faire l'hypothèse que le rapport ci-dessous est le même pour chacun des deux sites.

$$\frac{\{(\text{niveau extrême}) - (\text{hauteur maximale moyenne de printemps})\}}{\text{sur (intervalle de marée de printemps, MHWS-MLWS)}}$$

7.4.7.2 Analyse du climat de houles côtières/processus de prévision

Pour les ouvrages exposés aux vagues, la définition du contexte hydraulique nécessite la connaissance ou l'estimation de la probabilité des événements importants et extrêmes. L'objectif de la détermination du climat de houles de long terme est d'associer une hauteur de vague et une période de retour avec, si possible, un certain niveau de confiance. Les périodes de retour classiques vont de 30 à 200 ans, avec certains ouvrages (à forte valeur ou soumis à fort aléa) nécessitant des périodes de retour beaucoup plus longues. Aux Pays-Bas, des périodes de retour jusqu'à dix mille ans ou plus sont utilisées pour certains ouvrages de protection contre les inondations.

Les procédures d'analyse des valeurs extrêmes ne sont généralement appliquées qu'aux hauteurs significatives de vagues. La période des vagues associée à la période de retour des hauteurs de vagues peut être déterminée en se référant à des distributions conjointes empiriques de hauteurs et périodes de vagues extrêmes.

L'extrapolation de la validité d'une distribution au-delà de l'intervalle couvert par les relevés doit être effectuée avec précaution. Toutefois, c'est généralement la seule manière de prévoir des événements de faible fréquence (longue période de retour). La procédure adoptée consiste à ajuster les mesures à une distribution théorique des valeurs extrêmes, puis à extrapoler la distribution ajustée aux valeurs extrêmes.

Il n'est pas recommandé d'extrapoler une période de retour supérieure à deux fois la durée maximale des relevés. Souvent, d'autres distributions (qui ne sont pas des distributions de valeurs extrêmes) sont ajustées de manière pragmatique, puisqu'il arrive que des analyses de valeurs extrêmes produisent des résultats à l'évidence non robustes.

La sélection, la vérification et la préparation des données sont probablement les étapes les plus importantes de la procédure d'analyse des hauteurs d'eau. Cela comprend l'identification des lacunes de données, la vérification de la qualité des données ou des périodes couvertes par les enregistrements qui comprennent une variabilité du climat, etc.

Les cas de tempêtes non tropicales et ceux des tempêtes tropicales sont traités différemment :

- **tempête non tropicale** : pour l'extraction de données de hauteur de vagues, la méthode du pic au-dessus d'un seuil (POT) est recommandée. La méthode du maximum annuel peut être utilisée, mais l'utilisation de la méthode de l'échantillon total est déconseillée. Pour la méthode POT, la hauteur du pic des vagues de tempête au-dessus d'un seuil déterminé (par exemple $H_s = 3$ m) est établie pour chaque tempête et utilisée lors de l'analyse des valeurs extrêmes. Il est recommandé que le seuil de hauteur de vague soit choisi pour obtenir un nombre moyen de valeurs de données sélectionnées par an (classiquement de 5 à 10), qui soit égal ou inférieur au nombre moyen d'événements dépassant un certain seuil par an (typiquement de 10 à 20). La dépendance des valeurs extrêmes au seuil doit être étudiée et les conclusions de cette analyse doivent être utilisées dans le choix final du seuil ;
- **tempête tropicale** : le nombre d'ouragans touchant une quelconque zone côtière est très loin des 10 à 20 par an. Comme pour la hauteur d'eau au repos, une modélisation de tempêtes synthétiques (théoriques) est généralement nécessaire pour l'analyse des vagues de tempêtes tropicales, en raison de leur surface d'impact limitée et de la rareté des enregistrements de données.

Les statistiques d'état extrême de la mer sur un site particulier doivent être établies sur la base de données de mesures d'état de mer et/ou de réanalyse par modélisation de climat de vagues couvrant une durée aussi longue que possible. La méthode de réanalyse des vagues par modélisation doit être validée avec succès par des relevés de terrain, y compris plusieurs tempêtes à proximité du site concerné, particulièrement si la zone proche de la côte est fortement dissipative en raison de la présence de limons meubles ou de végétation. La validation est importante pour quantifier la précision ou les erreurs inhérentes à l'exercice de prévision.

Il convient de veiller à ce que la profondeur d'eau au droit de la mesure des vagues ne soit pas si faible qu'elle impose une limite supérieure à la hauteur maximum des vagues en raison de leur déferlement.

La section 4.2.4.9 de CIRIA, CUR, Cerema (2007), ainsi que l'annexe B de la norme ISO 21650:2007, fournissent des informations supplémentaires concernant l'analyse des vagues extrêmes et contiennent des considérations particulières relatives aux contextes d'eaux peu profondes. L'encadré 7.24 donne un exemple d'analyse de contexte de vagues extrêmes à partir de CIRIA, CUR, Cerema (2007) et Rogers *et al.* (2010).

Encadré 7.24

Exemple d'analyse du climat de houles extrêmes

Une analyse des valeurs extrêmes n'est généralement appliquée qu'aux hauteurs significatives de houles (H_s), de manière à associer une hauteur de vague à une période de retour donnée. Une distribution de probabilités adaptée est ajustée aux valeurs élevées représentatives extraites des données sources, puis extrapolée aux extrêmes. Pour un site affecté par des cyclones tropicaux, les données de cyclones et les autres données sont analysées séparément. Il n'existe pas d'argument théorique en faveur de l'utilisation d'une fonction de densité de probabilité particulière, mais la distribution de Weibull à trois paramètres est fréquemment utilisée : $P(H \leq H_s) = 1 - \exp[-((H_s - a)/b)^c]$, où a , b et c sont les paramètres à déterminer. Cette procédure comprend :

- la sélection des données à analyser, par exemple en identifiant des valeurs de pic indépendantes issues des données sources ;
- l'ajustement de la (ou des) distribution(s) à ces données ;
- le calcul des valeurs de période de retour à partir de la (ou des) distribution(s) ajustée(s) ;
- la vérification et l'évaluation des incertitudes.

Les résultats ressemblent à ceux de l'encadré 7.23, mais sont basés sur des mesures de hauteurs totales des vagues au lieu de mesures du niveau de la mer.

Une approche alternative, souvent utilisée pour des besoins de vérification, nécessite une estimation des extrêmes directement à partir des données sources. Il convient de reporter graphiquement les données sources H_s de telle manière que la probabilité de dépassement soit indiquée sur une échelle logarithmique, d'extrapoler la courbe la mieux ajustée aux probabilités de survenance les plus rares et de déduire les estimations de périodes de retour au niveau des probabilités appropriées.

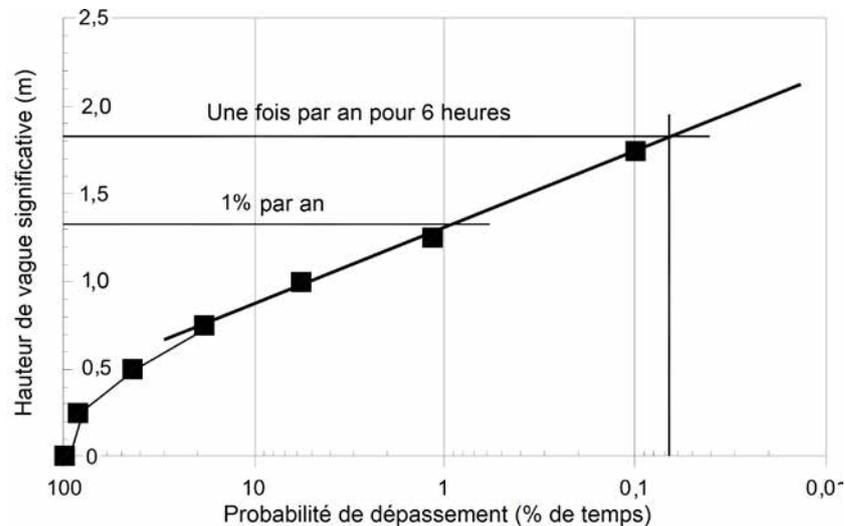


Figure 7.53 Exemple d'ajustement empirique aux données de H_s , indiquant la position de la valeur estimée pour une période de retour d'un an (CIRIA, CUR, Cerema, 2007 et Rogers *et al.*, 2010)

Il est généralement nécessaire d'estimer la période moyenne des vagues (T_m), souvent basée sur la distribution associée de H_s et de T_m au niveau des quelques pourcents les plus élevés des données sources. Il convient de trouver la cambrure moyenne des vagues pour ces données sources et d'utiliser ensuite cette valeur de cambrure, $(2\pi H_s)/(g T_m^2)$, pour estimer les valeurs T_m correspondant aux valeurs extrêmes H_s .

7.4.8 Probabilité combinée des vagues et des hauteurs d'eau

La présente section décrit la procédure de calcul destinée à déterminer les probabilités conjointes d'occurrence des conditions extrêmes de hauteurs d'eau et de vagues extrêmes. Ces probabilités conjointes sont importantes pour la conception et pour l'analyse des risques.

7.4.8.1 Caractérisation de l'occurrence de hauteurs d'eau et de vagues

Quand de nombreuses données sont disponibles, les hauteurs de mer peuvent être calculées de façon fiable pour les conditions existantes. La nature intermittente de l'enregistrement des vagues, de même que la variabilité des conditions de vagues au niveau des eaux côtières rendent plus difficile et incertaine la prévision des conditions de vagues extrêmes. Un aspect tout aussi important pour la conception

réside dans la caractérisation de la probabilité d'occurrence quasi simultanées de grandes vagues et de grandes hauteurs d'eau. Habituellement, les pics de vagues et les niveaux d'eau élevés ne surviennent pas exactement au même moment, mais à des moments différents durant un événement extrême. La plupart du temps, de grandes vagues et de hauts niveaux d'eau interviennent simultanément pour les raisons suivantes :

- certaines circonstances météorologiques tendent à produire à la fois de grandes vagues et des surcotes élevées de tempête. La corrélation entre hauteurs d'eau et vagues reste faible lorsque la composante astronomique de la marée est beaucoup plus grande que la composante de surcote de tempête. À l'inverse, elle est plus significative pour des zones présentant une plus faible influence de la marée ;
- le comportement des vagues est influencé par le contexte de la zone proche du rivage. Les transformations des vagues en eaux peu profondes dépendent de la profondeur de l'eau. Si le point de prévision des vagues est très proche du rivage ou protégé par des bancs de sable, les conditions de vagues peuvent être limitées par la profondeur d'eau. Dans ce cas, il y a une forte corrélation entre les grandes vagues et les hauts niveaux de l'eau.

Les probabilités conjointes extrêmes peuvent être calculées et décrites à la fois pour des conditions au large et à proximité du rivage. Les résultats au large sont souvent applicables régionalement, mais peuvent parfois n'être applicables que localement, suivant les variations de la bathymétrie et la forme du rivage. La prévision des vagues et des probabilités conjointes sont souvent calculées en fonction de la direction. Cela est important car l'exposition générale aux vagues, la corrélation entre grandes vagues et hauts niveaux de l'eau, et la transformation des vagues à proximité du rivage, peuvent toutes dépendre de la direction de la tempête.

Le concept de période de retour, lorsqu'il s'agit de probabilités conjointes, est moins évident que pour une unique variable. Une probabilité conjointe d'événements extrêmes peut être définie en termes de probabilité pour qu'une hauteur de vague particulière soit dépassée pour une hauteur d'eau simultanée spécifique. Pour une quelconque période de retour, il y a une gamme de combinaisons de hauteurs d'eau et de tailles de vagues, chacune devant être égalée ou dépassée une fois, en moyenne, pour chaque période de retour. Par exemple, un contexte de vagues très fortes avec une faible hauteur d'eau, ou un niveau d'eau très élevé avec un contexte de petites vagues – pourront se produire tous les deux et avoir la même période de retour associée. Cela est d'une importance particulière lorsqu'on s'intéresse au franchissement par les vagues, car la combinaison produisant le franchissement le plus important n'est pas évidente à identifier. Il peut également être noté que la combinaison de la hauteur d'eau et du contexte de vagues produisant le franchissement le plus important n'est pas forcément la combinaison nécessitant la protection la plus importante.

La section 4.2.5 de CIRIA, CUR, Cerema (2007) fournit davantage d'informations sur la probabilité conjointe de dépassement dans des cas de variables dépendantes ou indépendantes. Les méthodes d'analyse sont généralement basées sur des diagrammes de dispersion.

7.4.8.2 *Approche de densité de probabilité conjointe par extrapolation (modèle à deux variables)*

HR Wallingford et l'université de Lancaster (1998) décrivent une méthode pour transformer des données réelles de vagues et de hauteurs d'eau en distributions normales à deux variables théoriques, dont les caractéristiques de dépendance sont déjà parfaitement connues. Une méthode de simulation de Monte-Carlo est appliquée à ces distributions transformées. Les résultats sont convertis en retour en résultats équivalents pour les distributions d'origine. Les valeurs extrêmes peuvent alors être extraites de la simulation à long terme sans qu'une analyse supplémentaire des extrêmes soit nécessaire. En principe, cette méthode peut s'appliquer à plusieurs variables, mais elle n'est généralement mise en œuvre qu'avec deux variables – la hauteur de vague et la hauteur d'eau. La période des vagues est régulièrement incluse en tant que variable supplémentaire dépendante de la hauteur des vagues. Les réponses côtières présentant un intérêt (par exemple une défaillance d'ouvrage ou un débordement) sont alors déterminées par intégration des contours des probabilités conjointes. Cette approche nécessite expertise et logiciel spécialisés.

Il existe dans la littérature de nombreux modèles pour des distributions à deux variables. Le modèle normal à deux variables sous-estime souvent la force de la corrélation dans la région des événements extrêmes. L'encadré 7.25 présente un exemple d'analyse de probabilité conjointe basée sur CIRIA, CUR, Cerema (2007) et Rogers *et al.* (2010).

Encadré 7.25
Exemple d'analyse de probabilité conjointe

La dépendance entre de grandes vagues et des niveaux élevés de l'eau, et la probabilité qu'ils se produiront ensemble, sont des caractéristiques pertinentes pour l'estimation des extrêmes conjoints. Le concept de période de retour est moins simple que pour une variable unique. Un dépassement extrême conjoint est défini par la probabilité qu'une hauteur spécifique de vague soit dépassée simultanément à un niveau d'eau donné. Pour une quelconque période de retour conjointe particulière de dépassement, il existe un ensemble de combinaisons de tailles de vague et de niveaux d'eau. Chacune de ces combinaisons est atteinte ou dépassée une fois, en moyenne, pour la période de retour considérée. La dépendance et les extrêmes de probabilité conjointe sont mieux évalués à partir de plusieurs années de données simultanées de vagues et de niveaux d'eau. La période de retour d'une combinaison particulière de hauteur de vague et de niveau d'eau peut être directement estimée à partir des données d'un diagramme de dispersion. Le graphique montre environ dix ans de hauteurs de vague à marée haute et de niveaux d'eau. Les contours caractéristiques des périodes de retour de 0,1 an, 1 an et éventuellement 10 ans, peuvent être tracés à la main, en englobant le nombre approximativement correct de valeurs de données sources (par exemple : dix dépassements conjoints annuels en dix ans de données et cent dépassements conjoint de 0,1 an) dans chaque carré susceptible d'être tracé avec un angle inférieur gauche appuyé sur la courbe caractéristique de la période de retour considérée. Les courbes de valeurs de probabilités d'événements rares peuvent alors être tracées, en conservant la forme des contours connus. L'espacement entre les courbes ou contours extrapolés doit être approximativement égal pour chaque facteur de dix d'augmentation de la rareté de l'événement représenté. Les positions des courbes au croisement des axes des x et des y sont fixées par les valeurs des extrêmes marginaux.

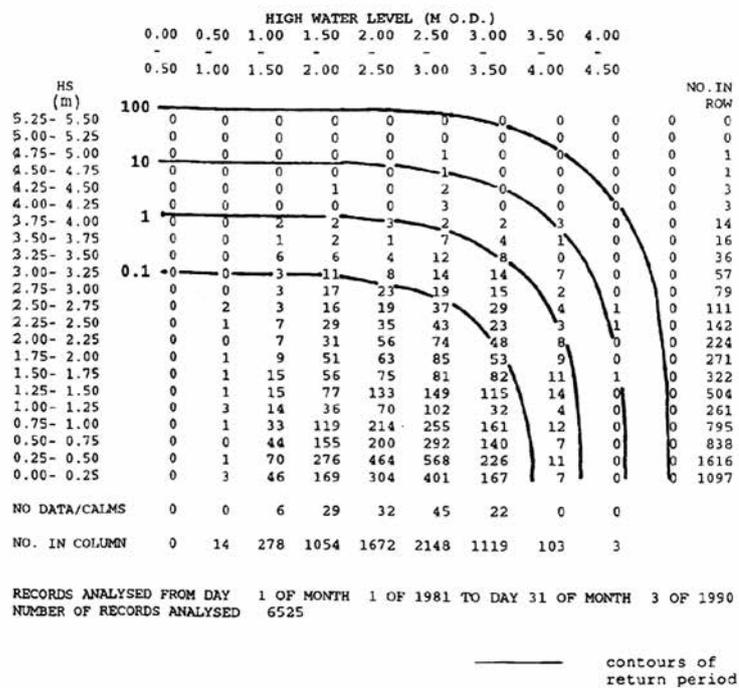


Figure 7.54 Exemple de courbes de périodes de retour de dépassements conjoints tracées à la main pour 10 ans de données de vagues de marée haute et de hauteurs d'eau (CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

Alternativement, des variables structurelles peuvent être modélisées pour n'importe quelle période de série de temps pour laquelle des données de taille des vagues et de niveau d'eau sont disponibles. Par exemple, si vingt ans de données simultanées de taille des vagues et de niveau d'eau sont disponibles, elles peuvent être utilisées pour déterminer rétrospectivement des taux de débordement de manière directe au niveau d'un site particulier. À partir de ces éléments, une distribution des probabilités peut être ajustée aux taux de débordement et extrapolée à des valeurs extrêmes.

Des méthodes analytiques peuvent être utilisées pour ajuster non seulement les distributions de chaque variable, mais également les dépendances entre elles. Par exemple, Join-Sea comprend une méthode pour transformer des données réelles de taille de vagues et de niveau d'eau en une distribution normale à deux variables dont les caractéristiques de dépendance sont connues (HR Wallingford et université de Lancaster, 1998). Une méthode de simulation de Monte-Carlo est appliquée aux distributions transformées, et les résultats sont retransformés en résultats équivalents correspondant aux distributions d'origine. Les dépassements conjoints extrêmes peuvent être extraits directement à partir de cette simulation et les distributions de variables de structures équivalentes peuvent être développées sans avoir besoin de recourir à un ajustement de distribution supplémentaire.

7.4.9 Incertitudes

Quelle que soit la forme de l'analyse prédictive, il existe des incertitudes à la fois sur les données en entrée et sur les processus. Celles-ci peuvent comprendre :

1. Les limites liées aux données et aux méthodes de mesure

Il convient de prendre en compte les limitations des méthodes de mesure lors de l'enregistrement des données physiques. Les données sont recueillies dans un environnement hostile et des problèmes techniques sont possibles (autonomie, transmission, problème mécanique ou défaillance électrique). Ces problèmes interviennent de façon préférentielle pendant les tempêtes, ce qui peut provoquer une sous-estimation des valeurs extrêmes.

2. Les limites de l'analyse statistique

Les incertitudes sur les valeurs extrêmes calculées dépendent principalement des éléments suivants :

- imprécision ou inadaptation des données source ;
- variabilité inhérente aux statistiques, c'est-à-dire variabilité de l'échantillonnage ;
- incertitude due à un choix de distribution de valeurs extrêmes potentiellement incorrect ;
- incertitude dans le calcul de la hauteur significative de vagues en raison d'une durée d'enregistrement insuffisante ;
- incertitude consécutive aux extrapolations, en contradiction avec le comportement physique.

Par exemple, les hauteurs de vagues ne peuvent pas être extrapolées à un niveau trop élevé lorsque la profondeur d'eau est limitée. Une bonne compréhension des processus physiques pouvant intervenir est toujours nécessaire en complément de l'extrapolation statistique, particulièrement avec des surcotes de tempête dépendant de la trajectoire de celle-ci.

3. Les limites de la modélisation – physique ou numérique

Les modèles physiques présentent des effets intrinsèques de laboratoire et d'échelle. Ceux-ci sont dus aux causes suivantes :

- équipement de production des vagues et des écoulements ;
- conditions limites des modèles ;
- incapacité à répondre à l'ensemble des critères de similitude pour parfaitement représenter à l'échelle les matériaux et les forces constituant le modèle.

Les modèles numériques sont seulement aussi performants que la physique des processus côtiers et des réponses aux contraintes hydrodynamiques qu'ils contiennent. Ces caractéristiques « physiques » mettent souvent en œuvre des approximations sous la forme d'expressions empiriques. Les modèles numériques sont contraints par la discrétisation spatiale et temporelle du domaine du modèle et des processus physiques. Les modèles sont également limités par la qualité des paramètres d'entrée (bathymétrie, conditions aux limites, forçages de vent, pression, vague et hauteur d'eau). La précision du modèle de vague est classiquement de 10 à 20 % pour les paramètres de hauteur et de période des vagues. Il est essentiel que l'usage du modèle soit en cohérence avec ses limites d'emploi.

Pour aller plus loin

Les documents suivants sont en lien avec les thèmes traités au sein de la section 7.4 :

- CIRIA, CUR, Cerema (2007) - *The rock Manual*
- Rogers et al. (2010) - *The beach management manual*
- USACE (2002) - *Coastal engineering manual, EM 1110-2-1100*

Bonne référence générale en matière de processus côtiers (hydrologie et sédimentation normales et extrêmes/morphologie, travaux de stabilisation) :

- Dean et Dalrymple (2001) - *Coastal process with engineering applications*
- Wozencraft et Millar (2005) - *Airborne lidar and integrated technologies for coastal mapping and charting*

7.5 MORPHOLOGIE ET ACTIONS HYDRAULIQUES CONCERNANT LES DIGUES D'ESTUAIRE

Les principales problématiques concernant les estuaires et leurs effets sur les digues sont liées à l'influence de leurs caractéristiques sur les hauteurs d'eau, les vitesses et la taille des vagues. Les estuaires sont situés au niveau de la transition entre des cours d'eau et d'importantes masses d'eau telles que de très grands lacs, des mers ou des océans. Ils subissent à la fois des dynamiques de marées, de courants et de vagues, ainsi qu'un écoulement classiquement caractérisé par un contrôle en amont par les débits fluviaux et un contrôle en aval par des fluctuations de hauteur d'eau dues aux marées et aux surcotes de tempête. Les écoulements de marée tendent à dominer la morphologie estuarienne. La présente section souligne quelques problématiques essentielles liées à la morphologie des estuaires, mais ne s'intéresse pas aux détails de l'hydraulique, car pour les digues, l'influence des courants et des vagues est respectivement semblable à celle décrite en section 7.3 pour les digues fluviales et en section 7.4 pour les digues côtières.

7.5.1 Morphologie des estuaires

Un estuaire est une zone de transition entre des bassins versants fluviaux et la mer, formant un système complexe de chenaux, de bancs et de plaines à vasières. En raison de ce caractère de transition des estuaires, les processus qui influencent la morphologie et le comportement hydraulique proviennent de sources à la fois maritimes et fluviales. Les sédiments entrant dans un estuaire peuvent provenir soit de matériaux marins, soit de matériaux fluviaux, ou des deux. L'activité des marées génère un schéma complexe de transport des sédiments. La connaissance de la bathymétrie, de la morphologie du chenal et de la zone intertidale est fondamentale pour l'évaluation et la conception des digues d'estuaire. Les estuaires présentent une variété de caractéristiques de lit et de relief, modelés par les mécanismes de transport des sédiments. Les processus qui contrôlent le développement et la destruction cyclique de ces caractéristiques sont complexes et sortent du cadre du présent guide. Toutefois, trois types simples d'estuaires peuvent être distingués :

- estuaire court par rapport à la longueur des ondes de marée ;
- estuaire long par rapport à la longueur des ondes de marée ;
- cours d'eau soumis aux marées.

Différentes classifications morphologiques plus détaillées des estuaires ont été proposées, comme l'exemple présenté à l'encadré 7.26 et développé pour le contexte du Royaume-Uni.

Dans un environnement d'estuaire, des études morphologiques doivent être entreprises pour mieux comprendre les réponses de la zone côtière aux variations normales du régime d'écoulement (vagues et marées) et aux événements extrêmes (ouragans, tsunamis ou autres surcotes). La stabilité de la ligne de côte de l'estuaire dépend des caractéristiques physiques du rivage, lesquelles sont déterminées par sa géologie, sa géomorphologie et par les actions du vent, des vagues, des marées, des courants, des surcotes de tempêtes et de la glace. La morphologie de l'estuaire change si les forces qui s'y appliquent ou l'approvisionnement en sédiments se modifient, ce qui peut inclure l'effet des interventions humaines telles que les dragages. Leur impact sur le relief dépend du type, de l'amplitude et de la direction des forces, combinés à la résistance des sédiments. Le transport des sédiments provoque des changements morphologiques et maintient cet équilibre entre forme des terrains et forces hydrodynamiques.

Encadré 7.26
Classification des estuaires
(à partir de Dyer, 2002)

Tableau 7.37 **Un système de classification des estuaires, tel qu'appliqué aux estuaires d'Angleterre et du Pays de Galles par Dyer lors de l'étude The Futurecoast**

Type	Origine	Type de comportement	Sous-type
1a	Vallée glaciaire	Fjord	Avec des flèches
1b			Sans flèche
2a		Fjård	Avec flèches
2b			Sans flèche
3a		Ria	Avec des flèches
3b			Sans flèche
4a	Vallée de cours d'eau ennoyée	Embouchure fermée par des flèches	Flèche simple
4b			Flèche double
4c			Vallée comblée
5		En forme d'entonnoir	–
6		En forme de baie	–
7a	Plaine côtière ennoyée	Passe à marée	Symétrique
7b			Asymétrique

Cette classification aide à comprendre l'estuaire particulier dans lequel la digue est mise en place, puis se développe. Elle a été établie dans le cadre d'un programme de recherche sur les estuaires du Royaume-Uni, financé par l'administration du Royaume-Uni (Defra, 1998-2008).

Vallées glaciaires :

- fjord – plateforme rocheuse exposée, implantée au sein d'un relief abrupt et sans vasières ou bancs de sables significatifs ;
- fjård – relief bas, avec des zones significatives de vasières ou bancs sableux.

Vallées de cours d'eau ennoyées :

- rias – plateformes rocheuses exposées sans bancs linéaires en leur sein ;
- embouchures fermées par des flèches – estuaires fermés avec une ou plusieurs flèches ;
- forme d'entonnoir – bancs linéaires en leur sein, mais sans delta de haute et basse mer ;
- baies – d'origine fluviale ou marine, avec de nombreux cours d'eau soumis aux marées, convergeant au niveau, ou à proximité, de l'embouchure, avec un rapport largeur/longueur de la baie d'un ou plus, et aucune exposition de plateforme rocheuse.

Plaine côtière ennoyée :

- passes à marée – avec des cordons littoraux ou des flèches.

Cette classification n'est pas un guide pour la prédiction des environnements, bien qu'elle ait été utilisée comme base de modélisation systémique. Elle fournit cependant un cadre contextuel pour prendre en compte la trajectoire d'évolution historique d'un estuaire.

7.5.1.1 Approche pour entreprendre une étude morphologique des environnements d'estuaire

Des difficultés particulières existent concernant la conduite d'une étude morphologique dans le contexte d'un estuaire. Il est utile de prendre en compte les questions du tableau 7.38, qui ont été développées dans le cadre du programme de recherche sur les estuaires du Royaume-Uni (Defra 1998-2008).

Tableau 7.38 **Questions en lien avec la morphologie des estuaires**

1 Comment la morphologie actuelle s'est-elle mise en place ?	6 Influence de la géologie sous-jacente ?
2 Influence des processus de marées ?	7 Influence de l'écologie associée ?
3 Influence de l'action des vagues ?	8 Impact de l'élévation du niveau de la mer ou du changement climatique ?
4 Influence des processus fluviaux ?	9 Impact de l'aménagement et des activités sur la morphologie ?
5 Influence des sources de sédiments et des dynamiques sédimentaires ?	10 Influence des changements de la qualité de l'eau ?

Analyser chacune de ces questions en ayant accès à des données du site en qualité et en quantité appropriées, permet la mise en place d'un modèle conceptuel robuste, qui générera de la confiance dans les résultats d'étude en réduisant les incertitudes. Il est supposé que l'étude du cours d'eau et l'étude côtière apportent une compréhension des éléments contraignants de l'estuaire. Les études doivent chercher à apporter une cohérence entre les trois environnements, de manière à ce qu'il n'y ait pas de lacune spatiale dans la compréhension des phénomènes et que les résultats puissent être combinés. Le tableau 7.39 fournit les informations à prendre en compte lors de la conduite d'une étude morphologique dans un environnement estuarien.

Tableau 7.39 Informations à prendre en compte pour mener une étude morphologique dans un environnement estuarien

Information ou données à prendre en compte	
Vagues/courants de l'estuaire	<ul style="list-style-type: none"> l'information concernant les courants et les vagues, à la fois pour des événements normaux et pour des événements extrêmes ; la durée des événements.
Transport de sédiments	<ul style="list-style-type: none"> le système général de sédimentation doit être compris. Cela inclut l'importance et la vitesse des mouvements sédimentaires, de même que les effets saisonniers et climatiques ; détermination de la disponibilité régionale de sédiments mobilisables.
Travaux existants	<ul style="list-style-type: none"> l'influence des travaux existants (par exemple concernant des installations portuaires) sur les processus morphologiques naturels doit être évaluée. Cela doit être pris en compte non seulement au niveau du site concerné, mais également en aval et en amont de l'estuaire, de part et d'autre du site, de manière à évaluer les fonctions de l'ensemble du système et les effets de changements sur celui-ci.
Géologie	<ul style="list-style-type: none"> les dépôts géologiques présents à terre ou au large doivent être caractérisés, puisqu'ils fournissent des sources naturelles de reconstitution des sédiments de l'estran ; la géologie peut également apporter des contraintes sur le développement côtier longitudinal et les modifications verticales du profil de la plage ou de l'avant-plage.
Données bathymétriques et topographiques	<ul style="list-style-type: none"> la compréhension de la géométrie du chenal de l'estuaire et des zones d'estran ou de rivage est une première approche raisonnable pour cartographier et prédire de futurs processus ; les reconnaissances LiDAR et bathymétriques, associées aux photographies aériennes, sont fréquemment utilisées pour cartographier de grandes surfaces ; la comparaison de reconnaissances répétées sur les mêmes sites permet une identification rapide des changements survenus dans la zone concernée dans l'intervalle de temps des interventions ; les volumes des dragages enregistrés au niveau des installations portuaires ou au niveau des chenaux de navigation donnent des indications utiles sur les taux de sédimentation.

Les données collectées doivent permettre de différencier les changements résultant des facteurs suivants :

- processus d'estuaire « **normaux** » (courants et hauteurs d'eau en lien avec les marées, érosion, transport et dépôt sédimentaire, remise en suspension des sédiments par les vagues, effet de l'écoulement du cours d'eau et variation nette du niveau de la mer) ;
- processus d'estuaire « **extrêmes** » (courants et hauteurs d'eau de marées et de tempête, érosion, transport et dépôt sédimentaire, seiches, inondation de tempêtes et entrée des houles maritimes dans l'estuaire, défaillance des systèmes de barrière naturels, avulsion ou changement de chenaux de marées).

Pour prendre connaissance de conseils supplémentaires concernant le recueil de données, cf. tableau 7.18.

Tandis que la variation à long terme du climat amène des questions relatives à la précision des données historiques, un modèle conceptuel fiable s'appuyant sur des données de bonne qualité, ainsi que la compréhension du bilan sédimentaire, contribuent à réduire les incertitudes en matière de prévision des événements à venir. Il est essentiel d'inclure cette dynamique dans les procédures de prévision des processus à venir.

7.5.2 Actions hydrauliques sur les digues d'estuaire

La détermination des actions hydrauliques sur les digues estuariennes implique une combinaison des techniques d'analyse des cours d'eau et des côtes.

Les effets des vagues doivent être évalués pour déterminer leur importance. Dans certaines parties du monde, les principales forces à l'origine des charges hydrauliques agissant sur les digues des estuaires de grande dimension ou présentant une exposition côtière significative, peuvent être analysées par la mise en œuvre de méthodes utilisées en ingénierie côtière pour le calcul des niveaux d'eau et des charges hydrauliques induites par les marées, les surcotes de tempête et les franchissements liés aux vagues. Dans d'autres secteurs, les vagues générées à l'extérieur de l'estuaire peuvent ne pas y pénétrer facilement, suivant l'orientation du vent dominant, la forme locale du rivage et la forme de l'estuaire à son embouchure. Des vagues peuvent toutefois être générées à l'intérieur de l'estuaire en fonction de la combinaison entre le champ de vent et sa distance d'application (*fetch*). Dans ces circonstances, les conditions d'écoulement liées au fluvial et aux marées sont concomitantes, et les méthodes associées aux calculs de la crête des digues pour les cours d'eau doivent être mises en œuvre avec des ajustements adaptés des conditions aux limites en aval, afin de refléter les marées locales et les surcotes liées aux vagues ou aux tempêtes dans l'estuaire. Lorsque les conséquences des dommages sont élevées, les probabilités conjointes des conditions critiques d'origines à la fois côtière et fluviale doivent être examinées. Les approches nationales pour la combinaison des analyses hydrauliques fluviales et côtières peuvent varier d'une analyse entièrement combinée (par exemple des probabilités conjointes) (cf. section 7.4.8) à la mise en œuvre d'une approche assez prudente, où sont combinés des événements de même fréquence.

Les niveaux d'eau auxquels peuvent être soumises les digues sont sous l'influence de la bathymétrie et de la forme de l'estuaire. Dans certain cas, la propagation de la marée et son amplitude peuvent être accentuées par la forme d'une baie ou d'un estuaire. De la même manière, les niveaux des surcotes peuvent également être amplifiés lorsque les tempêtes transitent à proximité de l'estuaire. Les caractéristiques bathymétriques infratidales, comme les chenaux et les bancs, peuvent également orienter les écoulements sous forme de flux concentrés, variables au cours du temps avec l'évolution morphologique. Dans les parties supérieures et intermédiaires de l'estuaire du cours d'eau, l'écoulement fluvial peut aussi être important en accroissant les courants de reflux à marée descendante. Des informations complémentaires sur l'hydraulique des estuaires sont disponibles dans des textes de référence (McDowell et O'Connor, 1977). Les effets combinés de la marée, des surcotes de tempête et de l'écoulement fluvial sur les courants et les hauteurs d'eau sont souvent mieux évalués par l'utilisation d'un modèle de calcul adapté (1D, 2D ou 3D).

Dans des situations complexes, l'utilisation de modèles numériques est conseillée. Dans ce cas, un modèle d'écoulement, comprenant la génération des courants induits par les marées, les fleuves et les vents, ainsi que les surcotes de tempête, est classiquement couplé avec un modèle de vagues, qui inclut la production et la transformation des vagues provoquées par le vent. Le modèle d'écoulement fournit des hauteurs d'eau et des courants (intensité et direction) utiles à la modélisation des vagues, et la modélisation des vagues fournit des contraintes d'onde au modèle d'écoulement afin de calculer les surcotes et courants induits par les vagues. Le code Adcirc (Luetlich et Westerink, 2004) est un exemple de modèle utilisé pour la définition des conditions de marée et de tempête en zones côtières. Il s'agit d'une modélisation d'écoulement océanique aux éléments finis en 2D, intégrée sur la profondeur. Elle prédit les écoulements pour évaluer les changements de niveau d'eau en surface et de caractéristiques de vitesse moyenne de courant en profondeur. Une modélisation des vagues peut être couplée avec le code Adcirc pour intégrer une interaction entre vagues, niveaux de l'eau et courants à proximité de la côte.

7.6 ACTIONS HUMAINES SUR LES DIGUES

Les digues subissent différentes actions anthropiques au cours de leur cycle de vie et celles-ci doivent être prises en compte dans les processus d'évaluation et de conception.

Interaction humaine provoquée par une tierce partie

Les interactions humaines de tierces parties affectant les digues peuvent être subdivisées comme indiqué au tableau 7.40. Toutes les actions devraient être considérées en association avec les charges hydrauliques imposées.

Tableau 7.40 Charges résultant d'une interaction humaine d'une tierce partie

Catégorie de charge	Type de charge	Hypothèses ou restrictions suggérées en matière de charge
Utilisation de loisirs	Les pressions locales dues au piétinement ou aux pneus des véhicules provoquent des ornières conduisant à une accélération de la détérioration et à un abaissement de la crête de digue sous son niveau de conception initiale.	Mettre en place un revêtement destiné à la circulation (gravier ou chemin enherbé renforcé).
Attaques terroristes ou autres	Domage délibéré (abaissement de la crête).	Gestion par des inspections de routine. Dans des zones critiques, il convient de renforcer les défenses pour réduire la vulnérabilité aux dommages.
Circulation d'embarcations	Vagues et courants produits par la circulation d'embarcations.	Des conseils sont disponibles à la section 7.3.11 ainsi que dans CIRIA, CUR, Cerema (2007).
Structures non planifiées	Développements non planifiés, du fait de la population locale (murs d'enceinte et bâtiments).	Mettre en place des mesures pour s'assurer que cela ne puisse pas se produire.
Charges liées aux infrastructures de transport	Cf. encadré 7.27.	
Activités de construction, de maintenance et d'exploitation	Cf. section 7.6.1.	

Encadré 7.27

Charges prises en compte au Royaume-Uni pour les infrastructures de transport sur les digues

Royaume-Uni (route)

Les charges des véhicules routiers peuvent être assimilées à des charges distribuées de manière uniforme (tableau 70.6, ICE, 2012) :

- 10 kPa – routes normales ;
- 20 kPa – routes principales et voies rapides ;
- 37,5 kPa – routes présentant une circulation exceptionnelle.

Royaume-Uni (rail)

La charge équivalente pour une circulation normale par rail est de 133 kN/m, augmentant à 150 kN/m pour une forte circulation ferroviaire (tableau 6.1, BS EN 1991-2:2003). Il s'agit d'équivalences pour des charges linéaires respectives de 51 kPa et de 58 kPa sur une bande de 2,6 mètres de large (largeur classique d'une voiture de train de voyageurs au Royaume-Uni).

Le tableau 3, BS 6031:2009 suggère des charges linéaires sur la zone occupée par la voie ferrée de :

- 30 kPa – rail léger et métro ;
- 50 kPa – voies ferrées standard au Royaume Uni.

7.6.1 Actions de construction, de maintenance et d'exploitation sur les digues

Les principales catégories de charges de construction, d'exploitation et de maintenance sont décrites au tableau 7.41.

Les charges sur les digues produites par les activités de construction, d'exploitation et de maintenance ne doivent pas être considérées comme survenant de manière indépendante des charges hydrauliques. Les combinaisons classiques de charges pouvant être prises en compte comprennent :

- les charges d'équipements ou de stocks agissant en combinaison avec la charge hydraulique de conception, dans des situations où des travaux imprévus ou d'urgence peuvent être nécessaires lors d'une période de crue ;
- toutes autres charges agissant en combinaison avec les charges hydrauliques imposées.

Si les activités de construction, de maintenance en routine et de réponse d'urgence doivent être menées en toute sécurité, il est souhaitable que les hypothèses de charges utilisées lors de la conception (un exemple est fourni à l'encadré 7.28) soient indiquées sur les plans et dans le manuel du projet de maintenance et d'exploitation. Ceux-ci peuvent inclure des limites concernant la taille des équipements pouvant être autorisés à intervenir sur la digue, ainsi que des limitations concernant de futures modifications de la géométrie d'origine de la digue. Des informations complémentaires concernant les équipements classiques utilisés pour travailler sur les digues sont présentées à la section 10.4.3.

Tableau 7.41 Charges liées à la construction, la maintenance et l'exploitation

Catégorie de charge	Type de charge	Hypothèses ou restrictions de charges suggérées
Charges d'installations (pour des informations complémentaires sur les types d'installation, cf. section 10.4.3)	Charges liées à la construction et l'exploitation	Faire l'hypothèse d'une charge répartie uniformément sur les secteurs concernés ou toutes les parties horizontales de la digue, telles que la crête ou les bermes, dans la combinaison ayant l'effet le plus défavorable pour la stabilité. L'intensité de la charge varie en fonction des pratiques de chaque pays (cf. encadré 7.28). Au stade de la conception, ces charges doivent être examinées par rapport aux données techniques du constructeur et aux normes et règles locales de conception.
	Installations de maintenance, y compris les équipements de tonte	Pour des raisons de sécurité, indiquer des limites dans le manuel de fonctionnement et d'entretien en matière de taille d'équipement.
Stockages temporaires	Matériaux de construction.	Éviter les charges liées aux stocks en dépôt sur les digues tant au cours de la construction que de la maintenance ou de l'exploitation, en mettant en place des zones de dépôt de matériaux et d'installation, dans des zones situées en dehors de l'emprise de la digue, sauf s'il est possible de prouver qu'elles n'ont pas d'impact sur la stabilité et la performance de celle-ci.
	Les propriétaires riverains peuvent utiliser la digue comme une zone de travail ou comme zone de stockage de matériaux.	Éviter ces charges en imposant des restrictions sur les zones de stockage par les propriétaires.

Catégorie de charge	Type de charge	Hypothèses ou restrictions de charges suggérées
Charges provenant de changements au niveau de la géométrie de la digue, et du lit fluvial ou de la plage adjacent(e)	Au cours des travaux de construction	
	Remblai excédentaire (surcharge) pour accélérer le tassement ou faciliter le compactage des talus. Charges produites par la protection ou le revêtement.	Concevoir en incluant les questions de constructibilité (au Royaume Uni, l'Environment Agency (2011) exige que les concepteurs fournissent une « déclaration de constructibilité » incluant la conception et les spécifications des travaux principaux, indiquant ce que le concepteur considère comme étant les contraintes sur les méthodes de construction).
	Surélévation de la hauteur de crête pour anticiper un futur tassement.	Les plans doivent indiquer les dispositions prises lors de la conception pour prendre en compte le tassement de la construction.
	Rehausse future programmée	
	Rehausse de la crête, en réaction au changement climatique.	Les plans et la conception doivent indiquer dans quelle mesure et comment la conception a pris cet aspect en considération.
	Maintenance et exploitation	
	Suppression de bermes non planifiées/excavations en pied de digue (tranchées de service).	L'objet des bermes doit être défini sur les plans (stabilité de long terme contre les suintements, ou simple stabilité de court terme, traitement paysager, dépôt de résidus ou stockage pour un futur rechargement en crête).
	Élargissement de fossé de drainage du côté terre.	Envisager la définition sur les plans d'une zone d'interdiction des excavations en pied de digue.
Charges de fonction secondaire	Couloir de service	Indiquer sur les plans quelles dispositions et emplacements ont été réservés pour les services (charges, matériaux de tranchées et de couverture, rubans ou emplacements de marquage).
	Structures et constructions en crêtes	Celles-ci comprennent des barrières de sécurité (clôtures ou murs), des bâtiments ainsi que des murs en crête, ces derniers étant mis en place pour améliorer le niveau de protection apporté par la digue. Elles possèdent leur poids propre et peuvent subir une contrainte liée au vent, aux charges hydrauliques ou à l'impact de débris flottants, provoquant une charge secondaire. Toutes peuvent piéger des débris, augmentant encore les charges secondaires.
	Rehausse programmée – défenses démontables	Définie par un niveau de conception à partir des charges hydrauliques.
	Rehausse d'urgence non planifiée – sacs de sable, blocs de gabions ou autres barrières provisoires	Considérée normalement comme une charge inhabituelle, vérifier alors si la réduction du facteur de sécurité est acceptable.
Surélévation du sommet		

Encadré 7.28

Exemples de charges liées à la construction des installations et devant être prises en compte au moment de la conception de la digue

Charges liées à des installations remplissant une fonction générale :

- Royaume Uni : 10 kPa (tableau 3, BS 6031:2009) ;
- États-Unis : 15 kPa (pratique locale).

Installation de compactage :

- 20 kPa appliqués sur une bande de deux mètres de large sur l'épaulement de la digue (pratique locale dans certains bureaux d'études du Royaume Uni).

Charges liées à des grues :

Lorsqu'une grue doit intervenir sur une digue, il convient d'évaluer à la fois la stabilité de la digue et celle de la grue. Au Royaume-Uni, les charges imposées par les grues ainsi qu'une méthode détaillée pour évaluer leur stabilité sont présentées dans la section 2.5 de Lloyd (2003) et BRE (2004). Cf. également la section 8.6.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Encadré 7.28 (suite)

Exemples de charges liées à la construction des installations et devant être prises en compte au moment de la conception de la digue

Les points essentiels sont les suivants :

- laisser suffisamment de place pour mettre en place les stabilisateurs – classiquement six mètres de large ;
- rester en dehors de la zone dangereuse à proximité des pentes, c'est-à-dire derrière une ligne 1V/2H à partir de la base de la digue ou du mur de rétention, et à au moins quatre fois la largeur de la fondation du stabilisateur à partir du haut de la pente ;
- permettre une charge asymétrique – faire l'hypothèse que la totalité de la charge provenant de la grue et de la charge est transférée sur une chenille ou un stabilisateur.

Au Royaume-Uni, l'utilisation de soubassements en bois destinés aux stabilisateurs n'est plus considérée comme une bonne pratique, à la suite d'un décès survenu après le glissement d'une grue à chenille, sur un soubassement en bois couvert de glace, dans un canal de drainage rempli d'eau.

7.7 ÉTUDES DE SOL DESTINÉES AUX DIGUES

La caractérisation du terrain, sur lequel est édifiée la digue ainsi que celle des matériaux à partir desquels elle est construite ou va l'être, *via* les processus d'investigation et de suivi, sont fondamentales pour disposer d'une digue qui remplisse ses fonctions. Comme pour tout ouvrage, un concepteur a besoin de connaître et de comprendre les propriétés physiques des matériaux avec lesquels il va travailler, ainsi que leur comportement mécanique et hydraulique, que ce soit pendant la construction ou à plus long terme, dans des conditions de fonctionnement normales ou extrêmes.

Les sols sont des matériaux naturels et leurs propriétés physiques sont infiniment plus variables que celles des matériaux fabriqués suivant des procédés industriels. En raison de leur histoire géologique, les sols peuvent renfermer des inclusions localisées, caractérisées par un ensemble de propriétés très différentes des propriétés générales présentes à l'échelle du massif de sol. C'est au niveau de ces points singuliers que les fonctions de l'ouvrage peuvent ne pas être remplies, en raison d'une détérioration locale prématurée de la digue à l'issue de processus tels que le tassement, l'érosion, l'infiltration ou une instabilité locale. Il existe en outre un potentiel de défaillance de la digue, soit lors de la construction, soit à long terme.

La section 7.7 apporte une vue d'ensemble des principes d'investigation pour les digues. Un logigramme indiquant la structure et le contenu de la section 7.7 est présenté à la figure 7.55.

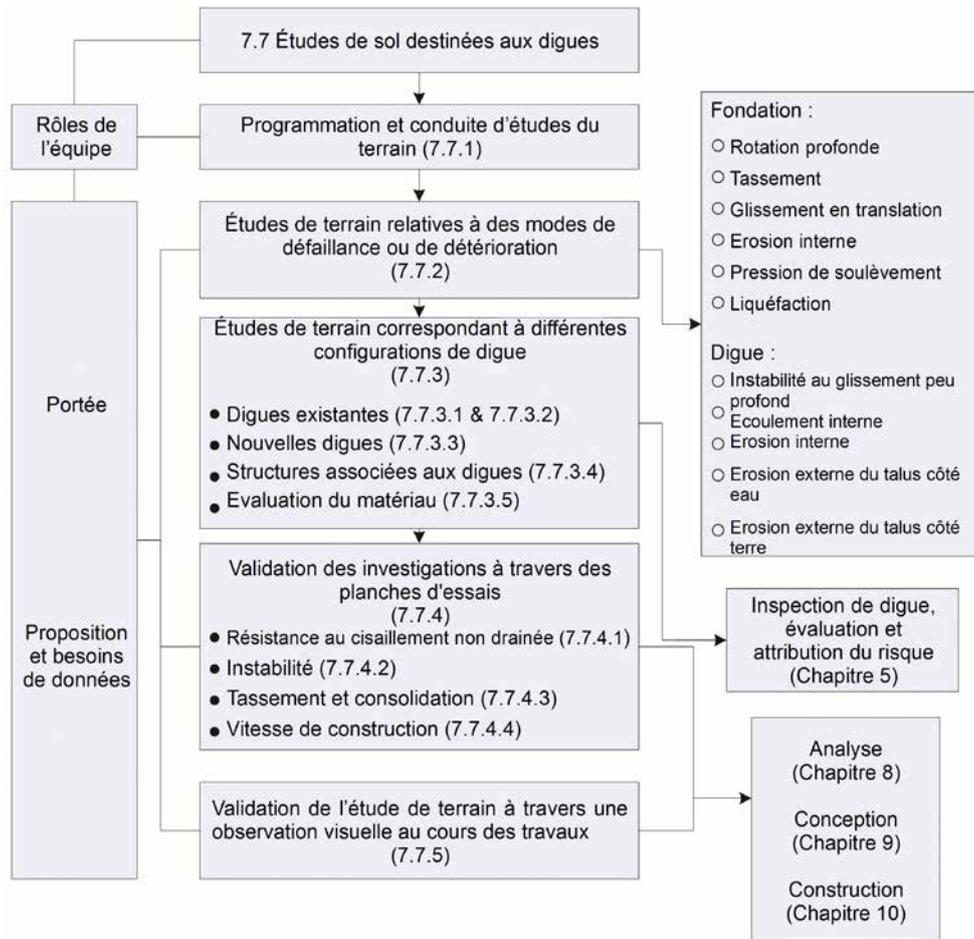


Figure 7.55 Structure et contenu de la section 7.7 et interactions avec les autres sous-sections

Programmation et conduite d'investigations de terrain (cf. section 7.7.1) : cette section s'intéresse à l'interaction entre la conception des investigations et les travaux associés (conception des études) ainsi qu'à l'organisation des investigations (conduite des investigations). D'autres dispositions peuvent exister entre ces deux parties, puisqu'elles peuvent être effectuées par le même prestataire, de même que l'une d'entre elles ou les deux, peuvent être effectuées par le maître d'ouvrage ou le prestataire. Toutefois, les mêmes principes généraux s'appliquent.

Investigations en relation avec une défaillance ou des modes de détérioration (cf. section 7.7.2) : l'attention est portée sur les formes d'investigation et de suivi adaptées à l'évaluation des défaillances potentielles et des modes de détérioration examinés à la section 3.5.

Investigation correspondant à différentes configurations de digues (cf. section 7.7.3)

Digues existantes – évaluation de l'état et travaux d'amélioration (cf. sections 7.7.3.1 et 7.7.3.2) : les approches d'investigation des digues existantes sont examinées. Lors du diagnostic d'une digue existante, il est important de comprendre sa structure interne ainsi que les propriétés des matériaux qui la constituent. Il existe une forte probabilité pour que la structure interne des digues existantes soit hétérogène, en raison des différentes phases de sa construction, avec l'emploi de matériaux locaux ou rapportés, ou par une conception composite. Cette hétérogénéité peut avoir un effet sur l'exercice des fonctions de la digue, en particulier lorsqu'elle doit résister à des charges supplémentaires, notamment hydrauliques, de trafic, sismiques, etc.

Nouvelles digues (cf. section 7.7.3.3) : des données d'investigations antérieures, de digues existantes ou d'autres ouvrages situés à proximité, peuvent apporter des informations concernant la nature, les caractéristiques ou le comportement des matériaux de fondation. Elles peuvent être utilisées en appui d'une première phase de reconnaissance sur le terrain.

Ouvrages associés avec les digues (cf. section 7.7.3.4) : les digues en terre peuvent inclure, ou nécessiter d'inclure, des éléments intégrés et structuraux, tels que des canalisations, des installations, des clapets anti-retour ou des murs en crête, pouvant créer un point de faiblesse ou pouvant améliorer les performances de la digue au cours d'une crue. Des investigations sont nécessaires pour permettre de déterminer l'interaction d'un ouvrage existant ou nouveau avec la digue et les sols de fondation lors d'une mise en charge.

Évaluation des matériaux de remblai (matériaux d'apport, cf. section 7.7.3.5) : lorsqu'une nouvelle digue doit être construite, ou qu'une digue existante doit être confortée, une source d'approvisionnement en matériaux doit être identifiée. La nature et la quantité de matériaux disponibles ainsi que leurs propriétés devront être définies pour être comparées avec les critères de performance requis (cf. section 9.13.1), de manière à déterminer leur adéquation ou établir quelles mesures permettraient d'utiliser ces matériaux d'apport lorsque leurs propriétés sont moindres que les valeurs optimales. Lorsque la source probable de matériaux d'apport est connue au début du projet, mais ne provient pas d'une carrière, elle peut faire l'objet d'études parallèles aux investigations pour la digue et les sols de fondation. Lorsque la source n'est pas connue avant la construction, les principes d'investigation indiqués dans la présente section s'appliquent, mais doivent être mis en œuvre séparément.

Validation des investigations à travers des planches d'essais avant la construction (cf. section 7.7.4) : la construction de nouvelles digues de taille importante ou la surélévation de digues existantes sur une longueur importante sur des sols de fondation compressibles entraînent un risque significativement plus important que pour des digues de dimensions plus modestes. Ces risques peuvent être réduits par la construction d'un tronçon test, de manière à valider ou à optimiser le dimensionnement – en réduisant le degré d'incertitude des paramètres de conception en termes de stabilité de la digue au cours de la construction – et la prévision de l'amplitude et de la durée du tassement à court et à long termes.

Validation des investigations par l'intermédiaire de la méthode observationnelle au cours de la construction (cf. section 7.7.5) : les investigations de terrain doivent être poursuivies pendant la construction, là où des variations locales des sols de fondation ne peuvent apparaître qu'à travers l'observation des terrassements. L'observation visuelle peut indiquer que les conditions de sols peuvent localement être différentes de celles retenues lors de l'étude. D'autres facteurs, tels que les contrôles ou le suivi de la construction, sont examinés aux sections 9.13 et 10.4.

7.7.1 Programmation et conduite d'études du terrain

Afin de donner les meilleures chances de succès aux études prévues, il convient de s'assurer d'établir rapidement des interactions et contacts fréquents entre l'ensemble des parties concernées. Cela comprend le gestionnaire de digue, le personnel chargé de concevoir les études ainsi que le personnel chargé de les conduire. Le type d'études à conduire dépend de la forme de l'intervention (évaluation de l'état, travaux d'amélioration ou construction d'une nouvelle digue). La définition du périmètre des études ainsi que la supervision des études de terrain sur le site doivent être sous la responsabilité d'une personne familière des techniques et des équipements d'investigation ; ce qui facilitera l'exécution, la communication et contribuera à s'assurer que les investigations produisent les informations nécessaires.

Définition du périmètre des études

Sur le plan théorique, l'information nécessaire pour conduire une étude de terrain et les principes de base devant être pris en compte lors de la définition du périmètre d'études sont présentés à la section 7.1. Le choix des outils disponibles est présenté à la section 7.9 et l'évaluation des paramètres géotechniques est examinée à la section 7.8. Hypothèse est faite qu'à l'étape d'élaboration du périmètre des études, le travail de préparation au bureau a été effectué et qu'il a été intégré au modèle conceptuel de site.

Les digues sont fréquemment situées, ou doivent être construites, sur des terrains de mauvaise qualité et dans des lieux isolés où l'accès peut être difficile. Des digues existantes peuvent avoir une géométrie peu souhaitable, comme une crête étroite ou des pentes de talus particulièrement raides. Il est par conséquent souhaitable d'impliquer rapidement le prestataire des études au moment de la définition de leur périmètre pour évaluer si une alternative ou des méthodes et des techniques plus efficaces peuvent être mises en œuvre pour atteindre les objectifs. Les interactions possibles entre le concepteur des études et le prestataire au cours de la phase initiale de définition du périmètre de l'étude des terrains sont indiquées au tableau 7.42.

Tableau 7.42 Interactions possibles entre le concepteur des études et le prestataire au cours de la définition de l'étude des terrains

Séquence	Responsable des tâches	Tâches
Périmètre provisoire : <ul style="list-style-type: none"> objectifs du projet besoins en données 	Concepteur des études	<ul style="list-style-type: none"> identification des besoins et contraintes du gestionnaire ; identification des contraintes du site ; établissement de modes de défaillance et de détérioration possibles ; identification des informations nécessaires à l'évaluation des modes de défaillance et de détérioration ; si nécessaire, identification de sources de matériaux d'apport ; développement, vérification, chiffrage et programmation des investigations ; évoquer les besoins avec le gestionnaire.
Reconnaissance du terrain avec le prestataire des études	Concepteur des études et prestataire en charge de l'étude de terrain	<ul style="list-style-type: none"> visite conjointe du site ; examen et évaluation des contraintes du site ; examen et évaluation des questions de sécurité ; examen du périmètre des investigations et confirmation et/ou identification d'approches alternatives ; identification des activités coûteuses ou à risque.
Finalisation du périmètre	Concepteur des études	<ul style="list-style-type: none"> visite conjointe du site ; examen et évaluation des contraintes du site ; examen et évaluation des questions de sécurité ; examen du périmètre des investigations et confirmation et/ou identification d'approches alternatives ; identification des activités coûteuses ou à risque.

Il existe différents mécanismes et relations pouvant conduire à la modification de la séquence transcrite au tableau 7.42. Certaines organisations ont besoin de faire appel à des prestataires pour proposer un périmètre d'intervention sans engagement direct. Auquel cas le concepteur d'études peut avoir besoin d'inclure des éléments dans les documents, de façon à permettre une souplesse d'adaptation à un changement de contexte sans pour autant interrompre l'avancée des investigations. Toutes les situations pouvant se rencontrer sur le terrain ne peuvent pas être anticipées, et, dans certains cas, des modifications s'avèrent inévitables pendant le déroulement des investigations. Le concepteur des études est chargé de s'assurer que le responsable ou l'opérateur est tenu informé, pendant la totalité de l'intervention, de l'avancée et des phases ou des changements nécessaires, que ce soit sur le plan technique, financier ou en termes de délai.

La définition du périmètre d'investigation doit bénéficier de la même attention que la préparation des calculs de conception ou la rédaction des rapports. Il est donc important qu'elle soit menée ou supervisée par un professionnel compétent et ensuite vérifiée. Il arrive fréquemment que le concepteur des études ayant défini le périmètre de celles-ci ne soit pas la personne chargée de superviser les tâches sur site. La source d'information principale des prestataires est le document de définition des objectifs (périmètre), à partir duquel il convient d'évaluer les besoins. Afin d'aider les personnes ayant la charge de vérifier ou de conduire les études de terrain, un document de synthèse peut être produit pour détailler les informations nécessaires et la manière dont il est prévu de les recueillir. En cas d'études destructives, par exemple des forages d'exploration, un tableau peut détailler le nombre de forages, leur emplacement, les caractéristiques de terrains attendues, les objectifs de ces forages, leur profondeur, la méthode d'investigation, le mode de prélèvement des échantillons, ainsi que les essais *in situ* et le détail de l'instrumentation nécessaires.

Conduite de l'étude des terrains

Il est important que les études soient conduites et supervisées par un personnel expérimenté et qualifié, de manière à ce qu'elles permettent une progression technique, correspondant au périmètre défini, et qu'elles soient réalisées en toute sécurité. La structure des digues et des terrains de fondation peut varier localement, impliquant des changements du périmètre d'étude au cours des investigations. Des contraintes supplémentaires peuvent être identifiées en cours d'études. Des investigations de grande

ampleur peuvent demander la présence à plein temps sur le site d'un responsable expérimenté assisté d'un collaborateur disposant de moins d'expérience. En revanche, des études plus modestes peuvent ne demander qu'un collaborateur moins expérimenté (à plein temps ou à temps partiel), avec un membre expérimenté du personnel fournissant une assistance au bureau. Les principales tâches du superviseur sont celles d'un administrateur et d'un directeur technique, de manière à s'assurer que l'information nécessaire au concepteur des études est bien obtenue. Ces rôles sont résumés au tableau 7.43.

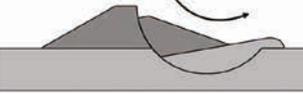
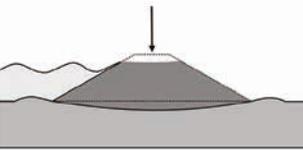
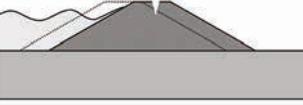
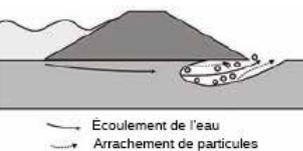
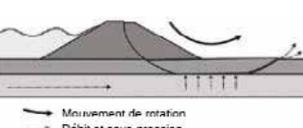
Tableau 7.43 Opérations menées par le superviseur des études au cours des investigations

Rôle	Tâches
Administrateur	<p>Vue d'ensemble de la gestion quotidienne du contrat :</p> <ul style="list-style-type: none"> • vérification de la conformité au contrat, y compris concernant les méthodes ainsi que les règles de santé et de sécurité ; • observation et enregistrement des activités sur le site, de manière à ce que la progression puisse être constatée et évaluée ; • validation de la quantité de travail effectuée lors des demandes de paiement ; • fourniture d'informations mises à jour au responsable concernant les coûts et le programme.
Directeur technique	<p>Vérification que les études fournissent bien les informations requises :</p> <ul style="list-style-type: none"> • les études doivent être vues comme un programme de recherche technique qui conserve une souplesse permettant un changement en réponse aux nouvelles informations produites. Le périmètre doit en permanence être revu sur la base des nouvelles données, à la fois à partir des résultats de terrain produits par les études et des changements de plan effectués par l'ingénieur ou demandés par le client. <p>Une composante essentielle des tâches destinées à obtenir une bonne vue d'ensemble des données de terrain est la production d'une coupe géologique à partir des investigations destructives au fur et à mesure que les enregistrements sont reçus, y compris la présentation d'une synthèse du résultat des essais <i>in situ</i>. Lorsque des données géophysiques sont disponibles, les conclusions des investigations destructives devraient être superposées ou comparées avec le profil géophysique. Cette approche permet à l'ingénieur en charge de la supervision de s'assurer les éléments suivants :</p> <ul style="list-style-type: none"> • visualisation de l'information et comparaison des nouvelles données avec l'information existante, qui peut être utilisée pour construire une coupe géologique avant le début d'une nouvelle phase d'investigation ; • identification des anomalies et ciblage des investigations complémentaires pour y répondre ; • vérification d'une bonne répartition des essais <i>in situ</i> et des essais en laboratoire au niveau d'un horizon donné ; • si nécessaire, réduction de la profondeur des investigations destructives lorsque la description des sols et les essais <i>in situ</i> montrent un horizon de sol relativement homogène ; • identification, au cours des investigations, d'une quelconque variation des données liée à l'opérateur ; • confirmation des détails de mise en place de l'instrumentation programmée ; • vérification que les résultats des essais <i>in situ</i> sont cohérents avec la description des sols et qu'ils sont compatibles avec les informations recueillies à partir d'autres moyens d'investigation

7.7.2 Études de terrain relatives à des modes de défaillance ou de détérioration

L'objectif fondamental d'une étude de terrain consiste en la fourniture d'informations quantitatives pour comprendre, évaluer et compenser les modes de défaillance ou de détérioration potentielle de la digue, ou pour faciliter leur gestion. Ces éléments sont examinés au niveau de la section 3.5. Les tableaux 7.44 et 7.45 examinent respectivement les principaux modes de défaillance ou de détérioration, et fournissent une synthèse des types d'investigations destructives et de suivi pouvant convenir pour leur évaluation. Alors que les tableaux 7.44 et 7.45 traitent spécifiquement des investigations destructives, celles-ci doivent être considérées dans une approche par phases de l'étude des terrains, incluant par exemple l'évaluation des données publiées et existantes, des observations sur le site, des investigations non destructives et géophysiques, etc.

Tableau 7.44 Modes de défaillance ou de détérioration des sols de fondation – investigations et suivi

Modes de défaillance ou de détérioration	Processus	Investigation	Suivi
Défaillance par glissement rotationnel profond 	<ul style="list-style-type: none"> défaillance en cisaillement à travers la digue et les sols de fondation au cours de la construction ou des travaux de surélévation. 	<ul style="list-style-type: none"> résistance au cisaillement du remblai et des sols de fondation, en particulier la résistance au cisaillement non drainée des sols compressibles (argile, tourbe) ; amélioration à long terme de la résistance des sols compressibles due à leur consolidation. 	<ul style="list-style-type: none"> pression interstitielle de l'eau dans les sols compressibles sous la digue ; tassement vertical en crête de digue et déplacement latéral du pied de digue, côté eau et côté terre.
Tassement 	<ul style="list-style-type: none"> compressibilité des matériaux de remblai sous leur propre poids et consolidation des sols compressibles sous-jacents (sols de fondation). 	<ul style="list-style-type: none"> compressibilité des matériaux de remblai compactés et consolidation des sols de fondation ; consolidation secondaire des matériaux de remblai compactés et des sols de fondation 	<ul style="list-style-type: none"> pression interstitielle de l'eau dans les sols compressibles sous la digue ; tassement vertical en crête de digue.
Glissement en translation 	<ul style="list-style-type: none"> la force hydraulique latérale dépasse la résistance au cisaillement des sols de fondation à la base du remblai, ou la dessiccation du remblai organique provoque une réduction de poids et de résistance au cisaillement. 	<ul style="list-style-type: none"> résistance au cisaillement des argiles molles et des sols organiques sous la digue degré de dessiccation de la tourbe et des remblais organiques. 	<ul style="list-style-type: none"> charges hydrauliques imposées déplacement latéral en pied de digue ; pression interstitielle de l'eau dans les sols de fondation sous la digue.
Érosion interne  <p>Écoulement de l'eau Arrachement de particules</p>	<ul style="list-style-type: none"> écoulement d'eau sous-jacent en crue dans des sols de perméabilité élevée, provoquant une érosion et une instabilité (à noter que les quatre formes d'érosion interne sont examinées à la section 8.5). 	<ul style="list-style-type: none"> perméabilité, granulométrie, composition et alternance de couches dans les sols de fondation. 	<ul style="list-style-type: none"> charge hydraulique imposée et réponse de la pression interstitielle dans les sols de fondation de perméabilité élevée ; inspection visuelle en crue.
Pressions de soulèvement  <p>Mouvement de rotation Débit et sous-pression</p>	<ul style="list-style-type: none"> augmentation de pression interstitielle dans les sols de fondation perméables en raison d'une continuité hydraulique avec la crue ou de hauts niveaux d'eau côté eau ; la pression de confinement peut conduire à un soulèvement et à une défaillance des canalisations. 	<ul style="list-style-type: none"> présence de sols de fondation de perméabilité élevée sous la digue et côté terre, recouverts de tourbes et d'argiles alluviales de faible perméabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> charge hydraulique imposée et réponse de pression interstitielle dans les sols de fondation de perméabilité élevée ; soulèvement et déplacement latéral du pied côté terre.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

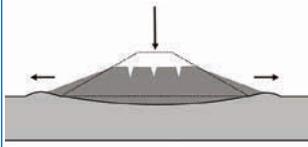
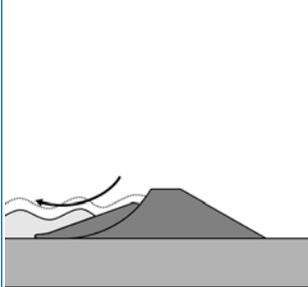
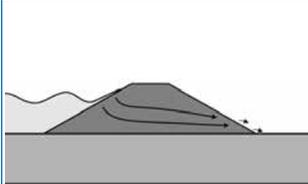
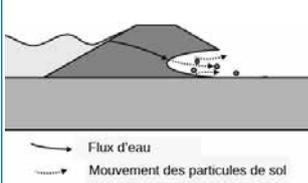
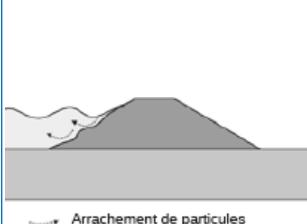
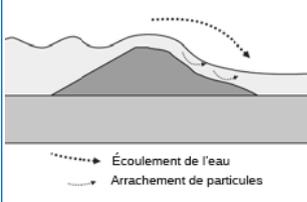
Modes de défaillance ou de détérioration		Processus	Investigation	Suivi
Liquéfaction		<ul style="list-style-type: none"> les accélérations sismiques de grande amplitude provoquent un tassement et une perte de résistance au cisaillement des sols de fondation fins non cohésifs, conduisant à une perte de portance et à un tassement latéral de la digue. 	<ul style="list-style-type: none"> présence de sols de fondation lâches, saturés, fins, non cohésifs dans des zones sismiques actives. 	<ul style="list-style-type: none"> accélérations sismiques pression interstitielle dans les sols fins non cohésifs saturés ; tassement vertical en crête de digue et déplacement latéral en pied.

Tableau 7.45 Modes de rupture et de détérioration de la digue – Investigations et suivi

Modes de défaillance ou de détérioration		Processus	Investigation	Suivi
Instabilité de pente superficielle		<ul style="list-style-type: none"> défaillance par cisaillement au cours de la construction de la digue ou de sa surélévation ; instabilité au cours d'une décrue rapide perte de résistance due à l'augmentation ou à la mise en équilibre des pressions interstitielles ; érosion de pied côté eau due à la morphologie du chenal ou de la plage. 	<ul style="list-style-type: none"> degré de compactage des matériaux de remblai par rapport à la teneur en eau ; potentiel de gonflement du remblai argileux surconsolidé ; résistance à l'érosion du remblai de la digue et des sols de fondation ; résistance au cisaillement effective des matériaux de remblai par rapport à la pente des talus dessiccation des matériaux de remblai. 	<ul style="list-style-type: none"> pressions interstitielles au niveau du talus ; mouvements du talus ; morphologie du chenal ou de la plage.
Écoulement interne*		<ul style="list-style-type: none"> écoulement excessif provoqué par la dessiccation, une légère fissuration ou un matériau de remblai de perméabilité élevée, accentué par la présence d'animaux fouisseurs et de la végétation. 	<ul style="list-style-type: none"> plasticité de l'argile conduisant à sa fissuration ; composition locale et structure interne de la digue ; perméabilité élevée des sols. 	<ul style="list-style-type: none"> fibres optiques pour repérer les écoulements ; pression interstitielle au niveau des écoulements ; inspection visuelle en crue.
Érosion interne		<ul style="list-style-type: none"> détachement et mouvement des particules de sol liés aux écoulements (à noter que les quatre formes d'érosion interne sont examinées à la section 8.5). 	<ul style="list-style-type: none"> résistance à l'érosion et potentiel de fissuration du remblai de la digue ; composition locale et structure interne de la digue. 	<ul style="list-style-type: none"> fibres optiques pour repérer les écoulements ; inspection visuelle en crue ; turbidité des écoulements.

Modos de défaillance ou de détérioration	Processus	Investigation	Suivi
Érosion de la pente côté eau 	<ul style="list-style-type: none"> érosion par les vagues d'une digue en terre et changements rapides de pression interstitielle au-dessus et en dessous du revêtement. 	<ul style="list-style-type: none"> résistance à l'érosion et potentiel de fissuration du remblai de la digue ; intégrité et pérennité de la couverture végétale et/ou du revêtement ; caractéristiques du revêtement ; composition locale et structure interne de la digue. 	<ul style="list-style-type: none"> état et nature de la couverture de surface (revêtement ou végétation) ; vitesse d'érosion.
Érosion de la pente côté terre 	<ul style="list-style-type: none"> surverse 	<ul style="list-style-type: none"> résistance à l'érosion et potentiel de fissuration du remblai de la digue ; adaptation du profil de talus côté terre, de la crête, de la végétation ou du géotextile ; géométrie des talus. 	<ul style="list-style-type: none"> état et nature de la couverture végétale ou géotextile ; étendue de la fissuration ; niveau d'eau et niveau de crête.

À noter :

* L'ensemble des digues est susceptible de présenter un certain degré d'infiltration sans que cela soit à l'origine d'effets secondaires négatifs, tels qu'une érosion interne de la digue ou de ses fondations. Par conséquent, un écoulement d'eau seul n'est pas considéré comme un « mode de détérioration » dans la section 3.5.

7.7.3 Études de terrain correspondant à différentes configurations de digue

Le processus de mise en place d'une investigation à travers une approche phasée est examiné à la section 7.1.1. Certains objectifs et contextes dans lesquels une étude de terrain peut être entreprise en lien avec les digues sont synthétisés au tableau 7.46.

Tableau 7.46 Étude de terrain pour les digues : contextes et objectifs

	Contexte	Objectifs
Digues existantes	Évaluation de l'état (cf. chapitre 5)	<ul style="list-style-type: none"> quantification de la performance de la digue sous l'action de nouvelles charges pour lesquelles il n'existe pas d'observations visuelles ou d'informations enregistrées qui indiqueraient que la digue rencontre des problèmes ; vérification que la digue satisfait aux critères actuels, mis à jour, de sécurité, lorsqu'il n'existe pas d'observations visuelles ou d'informations enregistrées qui indiqueraient que la digue rencontre des problèmes ; évaluation des sections connues comme problématiques, pouvant affecter la performance de la digue en lien avec le développement d'un mode de rupture ou de détérioration potentielle identifié aux sections 3.5 et 7.7.2.
	Conception de travaux d'amélioration	<ul style="list-style-type: none"> amélioration du niveau de protection lorsqu'il n'existe pas d'observations visuelles ou d'informations enregistrées qui indiqueraient que la digue rencontre des problèmes et que des investigations sont nécessaires pour évaluer les effets des travaux sur la digue existante ; prévention du développement de défaillances ou compensation des effets d'une détérioration sur les sections problématiques relativement aux modes de rupture ou de détérioration examinés aux sections 3.5 et 7.7.2, et définition des travaux requis pour permettre le maintien du niveau de protection ; une rupture se produit, des travaux d'urgence peuvent avoir été effectués, mais une réparation définitive est maintenant nécessaire.

	Contexte	Objectifs
Nouvelles digues existantes	Conception de nouvelles digues	<ul style="list-style-type: none"> • mise en place d'une protection contre les inondations ; • établissement de retraites organisées pour mettre en place des habitats, assurer la régulation des hauteurs d'eau en amont ou pour compenser la présence d'ouvrages côté eau, comme des soutènements, en favorisant des options d'ingénierie douces.
	Ouvrages intrusifs et structures	<ul style="list-style-type: none"> • appui à l'évaluation des performances géotechniques et de l'état des ouvrages intrusifs existants au niveau des sites, lorsqu'une inspection visuelle a mis en évidence des problèmes de performance ; • évaluation de la nature des travaux géotechniques nécessaires pour mettre à niveau un ouvrage intrusif existant ; • facilitation du dimensionnement d'un nouvel ouvrage intrusif ou d'une nouvelle structure.
	Évaluation des matériaux d'apport	<ul style="list-style-type: none"> • l'économie de la construction ou de travaux d'amélioration sur une digue existante peut être dépendante de la possibilité de réutiliser les matériaux du site ; • d'autres sources de matériaux de remblai situées hors du site peuvent avoir été identifiées.

Lorsqu'une étude de terrain s'avère nécessaire au niveau de digues existantes, il faut se rappeler que dans de nombreux cas il s'agit d'anciens ouvrages ayant été surélevés au fil du temps pour s'adapter à l'évolution des besoins. Même si une portion de digue ne présente pas d'indice de défaillance ou de détérioration dans son état actuel, des travaux d'entretien ou de réparation peuvent avoir été entrepris dans le passé. Il convient alors de prendre en compte ces travaux dans la conception et dans le déroulement des études. Certains facteurs devant être pris en considération sont synthétisés au tableau 7.47.

Tableau 7.47 Facteurs devant être pris en considération lors d'une étude de terrain au niveau de digues existantes

Programmation des tâches	Facteurs à prendre en compte
Construction	<ul style="list-style-type: none"> • la structure interne de la digue peut être de nature homogène ou hétérogène. Elle peut posséder un noyau ou être construites par couches successives superposées, résultant de différentes phases historiques de surélévation ou d'élargissement ; • la structure interne peut dissimuler des éléments de protection contre les inondations existants ou appartenant au passé, comme des palplanches en acier, des pieux en bois, des fondations de route ou d'anciens revêtements en pierre (cf. figure 3.96) ; • des matériaux contaminés peuvent avoir été utilisés pour construire la digue ; • le niveau de la nappe phréatique d'une digue hétérogène peut être imprévisible en raison de ces différences de perméabilité. Le niveau de la nappe phréatique d'une digue peut être plus élevé que le niveau le plus haut de l'eau défini en crue en raison des précipitations.
Amélioration	<ul style="list-style-type: none"> • les talus peuvent avoir été construits en utilisant différents matériaux, certains pouvant être de mauvaise qualité, comme des produits de dragage d'un chenal adjacent ; • le niveau de crête peut s'être tassé au fil du temps, nécessitant une surélévation, avec différents matériaux, pour maintenir le niveau de protection ; • le niveau de crête peut avoir été surélevé, par l'emploi de différents matériaux, de façon à améliorer le niveau de protection.
Réparation	<ul style="list-style-type: none"> • les écoulements peuvent avoir été atténués par la mise en place d'un radier, de palplanches ou par « <i>soil mixing</i> » profond ; • la rupture de sections de digue peut avoir eu lieu et avoir été réparée. Les travaux de réparation peuvent inclure des éléments structuraux.

Des investigations destructives de la digue sont susceptibles de l'affaiblir vis-à-vis d'une charge hydraulique. Les besoins, les conséquences potentielles, ainsi que les modalités de restauration après ces investigations doivent être examinés afin d'éviter la création d'un point de faiblesse résiduel au niveau de la digue. La méthode d'investigation peut également affaiblir la digue. Les méthodes de forage rotatif peuvent provoquer une « fracture hydraulique » de la digue, là où le milieu de circulation du fluide de forage (air/eau/boue) est confiné. La pression augmente alors rapidement au niveau de la tête de forage. Cela peut être limité en prévoyant un dispositif d'évacuation de la pression ou une vanne au niveau du train de tiges.

Une synthèse de certaines des caractéristiques devant être étudiées lors des investigations – développées aux sections 7.7.3 à 7.7.5 – est présentée au tableau 7.48.

Tableau 7.48 Synthèse de certaines caractéristiques des terrains à évaluer

Élément	Certaines caractéristiques géotechniques à étudier
Sols de fondation	<ul style="list-style-type: none"> profil et propriétés géotechniques sous et à l'extérieur de l'emprise de la digue, y compris caractéristiques géologiques locales pouvant affecter la performance de la digue ; régime des eaux souterraines et réponse aux charges hydrauliques externes dans les sols à perméabilité élevée ; sismicité de la zone.
Matériaux de la digue	<ul style="list-style-type: none"> structure interne, incluant les problèmes potentiels relevés au tableau 7.47, et tout indice de détérioration superficielle ou interne de la digue existante ; propriétés géotechniques des matériaux de remblai de la digue.
Matériau d'apport	<ul style="list-style-type: none"> propriétés géotechniques du matériau d'apport et conséquences sur les travaux de construction et les performances de la digue à long terme ; étendue (latérale ou en profondeur) et quantité de matériau de remblai acceptable ; degré de contamination.
Autres facteurs	<ul style="list-style-type: none"> information concernant des ouvrages associés passant en dessous, à travers, ou sur la digue ; information concernant les points de raccordement à des protections existantes contre les inondations (digues, murs, bâtiments) ou à des terrains plus élevés.

Lorsque l'évaluation des risques indique que c'est nécessaire, des études relatives à des engins pyrotechniques, à la contamination ou à l'archéologie doivent être intégrées dans les investigations. Il existe des techniques spécialisées et les exigences peuvent également changer avec la législation locale. Par conséquent, l'intervention d'un spécialiste doit être recherchée lors de la définition du périmètre des études et être intégrée au programme d'investigation.

7.7.3.1 Études de terrain concernant l'évaluation de l'état des digues existantes

Les objectifs de l'évaluation de l'état d'une digue existante sont d'anticiper la manière dont elle se comporterait si elle était soumise à une charge hydraulique, ainsi que d'identifier les effets d'un quelconque élément défavorable pouvant affecter son fonctionnement. Le processus de l'étude d'évaluation de l'état d'une digue est présenté au chapitre 5, auquel il convient de se reporter. L'étude des terrains ne constitue qu'une partie de ce processus, en appui des observations visuelles et du suivi.

L'étendue des investigations peut dépendre de la nature de la digue. Il peut s'agir d'un système d'endiguement ancien, avec peu d'informations, et pour lequel un programme complet d'investigations est nécessaire pour caractériser la composition géotechnique de la digue et de ses sols de fondation. À l'opposé, il peut s'agir d'un système bien géré, pour lequel on dispose de données, et pour lequel seules quelques investigations complémentaires sont nécessaires pour vérifier que l'état actuel de la digue et de ses sols de fondation est bien compatible avec les performances attendues.

Les principes généraux pour entreprendre une étude des terrains en vue d'estimer l'état d'une digue sont semblables aux principes indiqués aux sections 7.1 et 7.9, et quelle que soit l'étude, une approche par phases est conseillée. Plus spécifiquement pour ce qui concerne le processus d'évaluation de l'état de la digue, certains pays appliquent une approche graduelle (cf. section 5.5). Une synthèse est proposée au tableau 7.49 (bien que les trois phases indiquées ici ne signifient pas qu'il n'y ait nécessairement que trois phases), en cohérence avec l'approche par phases des études, telles que présentées à la section 7.1.2.

L'approche graduelle est semblable aux trois phases d'investigation pour une nouvelle digue (reconnaissance, faisabilité, études détaillées), mais avec de légères différences. Alors que les deux premières consistent en un recueil progressif de données supplémentaires, sur un mode itératif, le processus d'investigation destiné à une nouvelle digue débouche sur la conception définitive. Les investigations graduelles concernant des digues existantes sont à la fois organisées par phases et échelonnées pour s'adapter à la problématique des performances, des conséquences et du risque global. Investigations et études plus détaillées sont effectuées pour des digues présentant des problématiques plus sérieuses.

Tableau 7.49 Exemple d'une approche graduelle de l'évaluation de l'état d'une digue

	Objectifs	Investigations
Phase 1	<ul style="list-style-type: none"> ● obtention d'informations destinées au gestionnaire concernant les points de faiblesse potentiels ainsi que les zones de détérioration et/ou de dommages ; ● identification de la nature et du niveau de détail des données nécessaires pour prévoir les performances à venir de la digue, ainsi que pour définir le périmètre de la seconde phase de l'évaluation. 	<ul style="list-style-type: none"> ● étude documentaire des données historiques et publiées, y compris les documents d'entretien et les informations concernant le comportement observé en charge, les inspections visuelles et la mise en œuvre de relevés topographiques limités.
Phase 2	<ul style="list-style-type: none"> ● obtention d'informations pour estimer le dommage ou la détérioration potentiels identifiés lors de la première phase ; ● les résultats des investigations non destructives, pouvant être combinés avec les risques potentiels associés à la digue, peuvent être utilisés pour déterminer le besoin d'actions de remédiation et/ou d'investigations supplémentaires plus détaillées, non destructives et/ou destructives, dans le cadre de la troisième phase. 	<ul style="list-style-type: none"> ● recueil de nouvelles informations à travers des investigations non destructives telles que des données géophysiques, des photographies aériennes, une cartographie morphologique ou des données de relevés topographiques.
Phase 3	<ul style="list-style-type: none"> ● obtention d'une information détaillée lorsque qu'une évaluation exhaustive de l'état de la digue est nécessaire. Cela peut être destiné à des digues à « haut risque » protégeant un grand nombre de personnes et de propriétés, des infrastructures critiques, des ressources naturelles ou des services vulnérables ; ● des investigations peuvent également être nécessaires pour confirmer les processus de détérioration révélés par des méthodes de télédétection. 	<ul style="list-style-type: none"> ● recueil d'informations complémentaires par l'intermédiaire de techniques destructives et non destructives pouvant impliquer l'installation d'instrumentation ; ● il est parfois nécessaire de conduire des investigations destructives lorsque d'autres techniques ne sont pas adaptées, qu'elles se révèlent incapables de fournir les données nécessaires, ou pour déceler l'origine des problèmes au sein de la digue.

7.7.3.2 Études de terrain en vue de travaux d'amélioration des digues existantes

Lors de la conduite d'investigations destinées à des travaux d'amélioration sur une digue existante, il est nécessaire de comprendre l'état actuel de la digue, puisque cela aura une incidence sur la nature des travaux. Les principes de l'évaluation de l'état de la digue sont présentés au chapitre 5 et à la section 7.7.3.1. Il convient également de comprendre la manière dont une digue ayant subi des travaux d'amélioration, et ses sols de fondation, vont réagir à la charge supplémentaire de remblais et/ou à une charge hydraulique supplémentaire, lorsque le niveau de protection doit être augmenté, de même que doivent être évaluées les caractéristiques d'éventuels matériaux de remblai. Le processus de l'étude des terrains peut suivre la philosophie générale indiquée aux sections 7.7.3.3 et 7.7.3.5. En cas de réparations d'une partie de digue ayant subi une défaillance, l'emplacement de la défaillance peut être évalué dans le contexte de son environnement géologique, tel que visualisé par le modèle conceptuel de site. Des relevés LiDAR du sol, des photographies aériennes ainsi que des données historiques peuvent indiquer si la défaillance s'est produite en un lieu où une caractéristique localisée des terrains est présente, suggérant que le contexte local des terrains peut être différent du contexte général où est implantée la digue et où aucune autre défaillance n'est intervenue. Les études peuvent nécessiter l'emploi d'équipements manuels ou légers, de manière à limiter la charge imposée sur la partie de la digue ayant subi une défaillance. Ces études doivent être destinées à produire suffisamment d'informations pour comprendre l'origine de la défaillance et évaluer si la situation s'est stabilisée dans le contexte actuel. L'information nécessaire comprend les éléments suivants :

- géométrie de la rupture (y compris le profil de la surface de glissement, s'il y a lieu) ;
- profil et propriétés des terrains (avant et après défaillance) ;
- charges (hydraulique, imposée, pression interstitielle) agissant au moment de la rupture.

L'information peut être utilisée pour appuyer l'analyse de la défaillance et en déduire les paramètres géotechniques. Cette approche est examinée à la section 7.7.4.1. Lorsque la défaillance est localisée, l'investigation est également étendue aux sections adjacentes semblant avoir rempli correctement leur rôle. Cela permet une comparaison directe des contextes des deux configurations, et peut permettre de mettre en évidence des indices supplémentaires quant à la nature et à la cause du problème. Cela peut également permettre d'identifier si des sections adjacentes de la digue doivent aussi faire l'objet de travaux d'amélioration pour augmenter leur stabilité ou leur résistance.

7.7.3.3 Études de terrain pour de nouvelles digues

La majorité des investigations devant être entreprises concernent des digues existantes. S'il s'agit d'une nouvelle digue, il peut ne pas y avoir de données disponibles, correspondant à des études antérieures, pouvant être utilisées pour aider à la caractérisation initiale du site au cours de la phase de reconnaissance. De la même manière, il peut ne pas y avoir de données sur le comportement passé d'une digue ou d'autres ouvrages à proximité qui pourraient renseigner quant à la nature, aux caractéristiques et au comportement des sols de fondation et des matériaux de remblai de la digue soumis à des influences externes périodiques, à des charges hydrauliques, aux effets de son propre poids et de son vieillissement. Toutefois, lorsque de telles informations ne sont pas disponibles, les caractéristiques du site peuvent être obtenues presque entièrement par des investigations. Quand le recours à des matériaux d'apport est nécessaire, leur source peut ne pas être connue avant l'attribution du marché de travaux. L'information nécessaire pour caractériser les sols de fondation est synthétisée au tableau 7.50. Le type d'investigations destinées à évaluer les sols de fondation sont indiqués au tableau 7.51. Le processus d'études de sol doit suivre la philosophie générale d'une approche par phases, telle que décrite à la section 7.1.1, ainsi que les conseils prodigués aux sections 7.8, 7.9.6 et 7.9.9.

Tableau 7.50 Informations nécessaires à la caractérisation des sols de fondation d'une digue

Matériaux de fondation	Caractéristique devant être établie	Méthode
Tous	<ul style="list-style-type: none"> profil des terrains ; profil de la nappe phréatique. 	<ul style="list-style-type: none"> relevés ; investigations non destructives ; investigations destructives, avec prélèvement de sol, classification et description complète, y compris la texture du sol ; instrumentation : piézomètres.
Argile	<ul style="list-style-type: none"> teneur en eau ; limites d'Atterberg ; granulométrie ; perméabilité ; résistance au cisaillement non drainée ; résistance au cisaillement effective ; compressibilité ; agressivité chimique vis-à-vis des matériaux de construction. 	<ul style="list-style-type: none"> relations empiriques ; essais <i>in situ</i> et en laboratoire en routine ; essais de terrain pour confirmer la résistance au cisaillement non drainée et la compressibilité.
Sable et graviers	<ul style="list-style-type: none"> granulométrie ; perméabilité ; réponse de la nappe phréatique aux variations externes de niveau d'eau au cours d'un événement de marée ou de crue ; masses volumiques maximale et minimale et densité relative (évaluation sismique) ; angle de frottement effectif (évaluation sismique). 	<ul style="list-style-type: none"> corrélations empiriques ; tests de routine <i>in situ</i> et en laboratoire ; essais de pompage <i>in situ</i> pour déterminer la perméabilité ; instrumentation : piézomètres ; angle de frottement effectif ; <ul style="list-style-type: none"> déplacement complet de la boîte de Casagrande pour déterminer (f'_{cv}) ; essai triaxial cyclique (évaluation sismique).
Tourbe	<ul style="list-style-type: none"> perméabilité ; résistance au cisaillement non drainée ; résistance au cisaillement effective ; compressibilité (y compris la consolidation secondaire). 	<ul style="list-style-type: none"> essais <i>in situ</i> et en laboratoire en routine ; essais de consolidation prolongés pour évaluer la consolidation secondaire et le fluage.

Tableau 7.51 Types d'investigation des sols de fondation de digues

Matériaux de fondation	Investigations
Tous	<ul style="list-style-type: none"> • au cours des études de faisabilité, il convient d'utiliser les informations du modèle conceptuel de site, d'effectuer des investigations géophysiques (rechercher l'avis d'un expert compétent), suivies de sondages ciblés au pénétromètre sur le profil projeté pour la digue, ainsi qu'en dehors de l'emprise de la digue, de manière à produire des informations en coupe transversale ; • il convient au cours des études de faisabilité d'envisager un nombre limité de sondages carottés pour contribuer à vérifier sur le terrain le résultat des mesures géophysiques et des sondages au pénétromètre ; • utilisation de l'information présente au niveau du modèle conceptuel de site et des nouvelles données produites à partir de la géophysique et des sondages au pénétromètre pour cibler l'emplacement d'autres investigations destructives, parfois adjacentes aux sondages au pénétromètre. Cela contribue à tirer le maximum d'informations à partir du prélèvement d'échantillons et des essais <i>in situ</i>, pour interpréter la géologie du site, des paramètres géotechniques obtenus, à cibler l'instrumentation de suivi et à résoudre des questions ou à lever des incertitudes particulières.
Argile et tourbe : dépôts superficiels d'alluvions	<ul style="list-style-type: none"> • ensembles ciblés d'autres formes d'investigations destructives (sondages carottés, essais scissométriques) adjacentes à des sondages au pénétromètre sélectionnés de façon à caractériser les argiles, la tourbe et autres sols organiques. Il convient d'utiliser les données issues des investigations destructives pour appliquer des corrections spécifiques entre les paramètres établis <i>in situ</i> et en laboratoire (résistance au cisaillement, compressibilité) et les données de sondages au pénétromètre. Il convient d'utiliser les corrélations avec les sondages au pénétromètre pour permettre de déduire les propriétés géotechniques au niveau des autres sondages réalisés sur le site.
Sable et gravier	<ul style="list-style-type: none"> • sondage au pénétromètre là où la masse volumique et la granulométrie le permettent ; • conduite d'essais <i>in situ</i> pour caractériser la perméabilité ; • installation de piézomètres. Lorsque les hauteurs d'eau externes varient de façon cyclique en raison des marées ou d'événements fluviaux relativement fréquents, il convient de mettre en place un suivi de ces niveaux d'eau et de la réponse piézométrique pour établir une corrélation. Les données observées peuvent être utilisées pour calibrer les perméabilités des sols dans un modèle à écoulements transitoires. Toutefois, des événements extrêmes peuvent modifier les conditions aux limites par la mobilisation de limons à faible perméabilité présents dans le lit qui auraient pu atténuer la réponse hydraulique de l'eau souterraine dans le sable et les graviers.

7.7.3.4 Études de terrain pour l'évaluation des ouvrages associés aux digues

Les digues peuvent intégrer un certain nombre d'ouvrages, dont il existe potentiellement trois catégories principales :

- mur en crête : sol porteur ou mur intégré ;
- coupures : murs bentonite-ciment ou palplanches ;
- pénétrations : canalisations, ponceaux ou réseaux.

L'investigation peut être nécessaire pour établir leur interaction avec la digue et leur comportement en cas de charge hydraulique. Les études structurales de ces éléments n'entrent pas dans le périmètre du guide et les conseils d'un spécialiste doivent donc être recherchés. Certaines problématiques associées avec ces éléments structuraux, ainsi que des méthodes possibles d'investigation sont indiquées au tableau 7.52.

Tableau 7.52 Problématiques associées à la présence d'éléments structuraux et méthodes d'investigation

Structure des digues	Problématiques	Investigations
Mur en crête	<ul style="list-style-type: none"> tassement différentiel le long de la digue, résultant en une compression ou en l'ouverture des joints entre les panneaux des murs de soutènement ou en la formation de vides sous la base des panneaux aux endroits où se produisent des tassements différentiels localisés. 	<ul style="list-style-type: none"> des techniques géophysiques peuvent être mises en œuvre, suivies par un spécialiste, de manière à détecter des vides sous la base de l'ouvrage, avec des sondages à la pelle ponctuels pour valider les résultats ; sondages à la pelle pour vérifier la présence de vides aux emplacements ciblés à partir d'une observation visuelle du profil en long et de tassements ; une investigation destructive peut être nécessaire pour évaluer la cause du tassement et les problèmes internes dans le corps de digue ou au niveau des sols de fondation.
	<ul style="list-style-type: none"> déflexion latérale ou mouvement latéral de murs intégrés, résultant en la formation d'un espace entre le mur et les terrains, provoquant une augmentation de la charge hydraulique latérale sur le mur. 	<ul style="list-style-type: none"> investigations destructives pour déterminer la coupe des terrains et leurs propriétés, y compris la raideur, dans la zone d'influence du mur.
	<ul style="list-style-type: none"> détermination de la cote de base pour un mur intégré existant. 	<ul style="list-style-type: none"> investigation destructive : sondages carottés verticaux ou inclinés ou fouilles à la pelle pour intercepter le mur à différentes profondeurs ; magnétomètre associé au CPT ou fond de fouille adjacente au mur, lorsqu'il s'agit de paroi bentonite-ciment ou de palplanches.
Coupures	<ul style="list-style-type: none"> détermination de la cote de base de la coupure. 	<ul style="list-style-type: none"> investigations destructives : sondages carottés verticaux ou inclinés destinés à intercepter des coupures lorsqu'il s'agit de paroi bentonite-ciment ; magnétomètre associé au CPT ou fond de fouille adjacente au mur, lorsqu'il s'agit de paroi bentonite-ciment ou de palplanches.
	<ul style="list-style-type: none"> Coupure inefficace. 	<ul style="list-style-type: none"> mise en évidence de l'inefficacité du dispositif ; détermination de la cote de base de l'ouverture tel que précédemment ; concentrer et/ou étendre les investigations géophysiques selon les recommandations d'un spécialiste, avec des investigations destructives dimensionnées pour évaluer l'ampleur de la problématique et comprendre le profil et la structure interne de la digue et/ou des sols de fondation en 3D ; lorsque l'ouvrage recoupe le sol de fondation, l'écoulement de la nappe doit être connu ce qui peut impliquer la pose de piézomètres.
Ouvrages intégrés	<ul style="list-style-type: none"> tassement de la digue autour et au-dessus d'un ouvrage intégré. 	<ul style="list-style-type: none"> inspection visuelle interne de l'ouvrage intégré, lorsque cela est possible, de façon à évaluer l'intégrité et à pouvoir détecter des indices de lessivage de matériau à l'intérieur de l'ouvrage à travers les joints ou les fractures ; indices visuels de transport de matériau par les écoulements à travers le remblai ou la couche d'enrobage de l'ouvrage intégré ; investigation géophysique, suivie par un spécialiste, et/ou investigation destructive destinée à évaluer l'état du remblai par rapport aux sections adjacentes de la digue et de ses fondations, et pour déterminer la présence et la nature d'éventuels matériaux d'enrobage.
	<ul style="list-style-type: none"> écoulement le long de l'ouvrage intégré. 	<ul style="list-style-type: none"> investigation géophysique, suivie par un spécialiste, et/ou investigation destructive destinée à évaluer l'état du remblai par rapport aux sections adjacentes de la digue et de ses fondations, et pour déterminer la présence et la nature d'éventuels matériaux d'enrobage.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

7.7.3.5 Études de terrain concernant l'évaluation des matériaux de construction (matériaux d'apport)

Les coûts associés au transport des matériaux de remblai utilisés pour améliorer les digues existantes, ou pour construire de nouvelles digues, peuvent représenter une part importante du coût total du projet. Ceux-ci peuvent être réduits si les matériaux sont extraits localement et minimisés s'ils peuvent provenir du site lui-même, par exemple à l'occasion du creusement ou de l'élargissement d'un chenal de drainage du côté terre de la digue. Dans les zones côtières, des matériaux de dragage peuvent être rapportés à terre et utilisés au niveau de digues composites. Les digues peuvent également être construites à partir de sables et de graviers exploités en rivière ou en mer.

Les investigations doivent être suffisantes pour définir de manière adéquate la nature des matériaux, leur variabilité et leur extension. De plus, les investigations doivent caractériser les propriétés géotechniques, de manière à évaluer leur adéquation vis-à-vis de leur utilisation (cf. section 9.13.1).

L'information nécessaire pour caractériser les matériaux de remblai est synthétisée au tableau 7.53. Les modalités d'investigation destinées à caractériser des matériaux de remblai sont examinées au tableau 7.54. Lorsque la source de matériaux est connue (à terre ou non), avec des informations bien documentées sur leur nature, il convient alors de s'intéresser au volume des investigations et des essais. Le contenu des tableaux se concentre sur l'évaluation des paramètres d'ingénierie. Il convient également de vérifier que les matériaux ont un niveau acceptable de contamination. Certains pays demandent cette vérification. Ces investigations ne sont pas traitées dans les tableaux et l'avis d'un spécialiste sera requis.

Tableau 7.53 Informations nécessaires pour caractériser les matériaux de remblai

Matériaux de remblai	Caractéristiques devant être évaluées	Méthodes
Tous	<ul style="list-style-type: none"> profil des terrains ; profil de la nappe phréatique. 	<ul style="list-style-type: none"> relevés ; investigations non destructives ; investigations destructives avec prélèvement d'échantillons de sol, classification et description complète, y compris la texture du sol ; instrumentation – piézomètres.
Argiles	<ul style="list-style-type: none"> teneur en eau ; limites d'Atterberg ; granulométrie ; résistance au cisaillement non drainée ; caractéristiques de compactage ; résistance au cisaillement effective ; perméabilité ; dispersion et résistance à l'érosion ; agressivité chimique vis-à-vis des matériaux de construction. 	<ul style="list-style-type: none"> relations empiriques ; essais <i>in situ</i> et en laboratoire en routine ; compactage – y compris un échantillon compacté à la teneur en eau « à la réception » ; résistance au cisaillement non drainée au sommet et à la base de chaque échantillon compacté ; résistance au cisaillement effective et perméabilité des échantillons compactés à la teneur en eau naturelle – hypothèse que le matériau doit être utilisé immédiatement après son extraction.
Sable et gravier	<ul style="list-style-type: none"> granulométrie ; caractéristiques de compactage ; densités maximum et minimum (pour une évaluation sismique) ; perméabilité ; résistance effective au cisaillement. 	<ul style="list-style-type: none"> relations empiriques ; essais <i>in situ</i> et en laboratoire en routine ; angle de frottement effectif, déplacement complet de la boîte de Casagrande, de manière à déterminer (f'_{cv}) ; essais triaxiaux cycliques (évaluation sismique).

Tableau 7.54 Types d'investigation pour les matériaux de remblai en fonction de leur nature et de leur origine

	Nature et source potentielle de remblai	Investigations
Argile	Dépôts superficiels d'alluvions (croûte sèche obtenue sur le site par excavation ou élargissement des chenaux de drainage côté terre).	<ul style="list-style-type: none"> • observations au niveau d'un chenal de drainage existant côté terre ; • sondages au pénétromètre et/ou à la pelle pour évaluer l'épaisseur et l'étendue des matériaux d'apport potentiels (en faisant l'hypothèse que la partie supérieure sèche convient) ; • fouilles à la pelle pour inspection visuelle du matériau, avec des essais <i>in situ</i> comprenant des essais au scissomètre de poche au niveau des murs des fouilles ou sur des blocs intacts d'argile prélevés à la pelle, pour déterminer la résistance au cisaillement sur un profil vertical. Il s'agit d'obtenir des échantillons destinés à la classification et aux essais de laboratoire.
	Géologie du sous-sol (hors du site, à partir d'une fouille large et profonde ou d'une carrière existante).	<ul style="list-style-type: none"> • revue des informations publiées et disponibles relatives aux propriétés de la formation géologique ; • fouille pour une inspection visuelle <i>in situ</i> du matériau et prélèvement d'échantillons à faible profondeur pour les essais de laboratoire ; • lorsque la profondeur du gisement est supérieure à la profondeur atteinte par les fouilles, des sondages peuvent être nécessaires pour permettre l'inspection visuelle des matériaux situés en profondeur ainsi que le prélèvement d'échantillons ; • lorsque l'argile se trouve au-dessus d'une couche aquifère de plus grande perméabilité, les investigations doivent également s'intéresser à la stabilité de la couche d'argile formant la base de l'excavation vis-à-vis d'un risque de soulèvement hydraulique.
Sable et gravier	Source terrestre.	<ul style="list-style-type: none"> • géophysique, suivie par un spécialiste, et/ou des sondages au pénétromètre destinés à évaluer l'épaisseur et l'étendue des dépôts ; • fouilles au-dessus de la nappe phréatique, pour permettre une inspection visuelle des matériaux et prélever des échantillons destinés aux essais ; • sondages carottés destinés à prélever des échantillons remaniés lorsque les matériaux se trouvent en dessous de la nappe phréatique.
	Source offshore (dragage).	<ul style="list-style-type: none"> • géophysique pour établir un profil des dépôts superficiels et définir l'étendue des dépôts ; • échantillons obtenus par vibrocarottage et à la benne pour vérifier les données géophysiques, pour une observation visuelle, une classification préliminaire et des essais de laboratoire ; • sondages dans l'eau nécessaires lorsque la profondeur de dragage est supérieure à la profondeur atteinte par les vibrocarottages, les matériaux étant trop grossiers ou trop denses pour cette technique, de manière à permettre le prélèvement d'échantillons des matériaux situés en profondeur pour une observation visuelle et des essais en laboratoire.

7.7.4 Validation des investigations à travers des planches d'essais

Lorsque de nouvelles sections de digues de dimensions importantes doivent être construites, ou que des digues existantes doivent être surélevées de façon substantielle au-dessus de sols de fondation compressibles, la conception, le coût et les risques sont significativement plus élevés que pour le cas de digues de taille plus modeste. Cela est particulièrement vrai lorsque le contexte lié aux terrains ou la hauteur de la digue se trouvent en dehors du cadre d'une construction habituelle et qu'il n'existe pas d'expérience locale de constructions similaires. Il peut aussi être souhaitable, pour des raisons financières et environnementales, d'employer des matériaux de remblai extraits du site. En revanche, ils peuvent provenir de la partie sèche des dépôts alluviaux et donc ne pas constituer les matériaux les mieux adaptés pour la construction d'une digue.

Ces risques peuvent être réduits par la mise en place d'une section de digue, avant la construction, de façon à valider ou à optimiser la conception. Cela permet d'aller dans le sens d'une réduction du niveau d'incertitude au cours de la construction et de prévoir l'amplitude et la durée de tassement postérieur à la construction, ce qui influence l'importance du tassement autorisé ou les futurs engagements relatifs au maintien du niveau de protection. Cela permet aussi de démontrer le caractère acceptable ainsi que la facilité d'utilisation de matériaux d'apport.

Les essais sur le site avant la construction peuvent se révéler onéreux en raison des coûts associés à la complexité et à l'importance de l'instrumentation et des essais normalement exigés, et des coûts de personnel associés à la fréquence du suivi et à l'interprétation des données en temps réel, ce qui est nécessaire pour pouvoir détecter une défaillance lors de la construction dès lors qu'elle se manifeste. Ils ne sont ainsi justifiés que lorsque les risques résiduels de conception ont une influence significative sur le coût d'ensemble du projet ou du programme de construction. Toutefois, certaines économies générales peuvent être opérées en intégrant la section d'essai à la construction principale, en faisant l'hypothèse que l'essai n'est pas destiné à conduire à une défaillance des sols de fondation, et qu'il permet de respecter les facteurs de sécurité et de qualité imposés par la conception définitive et les spécifications.

La mise en place d'une planche d'essais pour évaluer les caractéristiques de résistance mécanique et de consolidation des sols de fondation est examinée dans la présente section. Les questions en lien avec l'acceptabilité des matériaux de remblai, avec les essais de compactage sur site, et les installations, sont examinées aux sections 9.13 et 10.4.

Les caractéristiques de la masse de sol déduites de l'étude des sols de fondation sont utilisées en retour au niveau du modèle conceptuel de site ainsi que du processus de dimensionnement. Cela réduit les marges d'incertitude inhérentes au jugement du concepteur lorsqu'il faut procéder à une extrapolation du résultat des essais à partir de petits échantillons de sols, pouvant par conséquent ne pas être représentatifs, dans le but de définir les caractéristiques géotechniques de la masse de sol.

Le choix d'un site approprié pour la mise en place d'une planche d'essais est important pour que les résultats soient significatifs et représentatifs du contexte du site. C'est la raison pour laquelle l'emplacement ne peut être choisi qu'après avoir procédé à suffisamment d'investigations. Une revue des résultats à partir des investigations déjà effectuées, en combinaison avec d'autres informations présentes au sein du modèle conceptuel de site (LiDAR, photographies aériennes, géophysique) peut être utilisée pour orienter le choix d'un emplacement adapté, où le contexte des terrains est représentatif, ou légèrement plus défavorable, par rapport aux conditions typiques rencontrées au niveau du site. Si les données concernant le contexte des terrains au niveau de l'emplacement de l'essai sont limitées, alors des essais *in situ* supplémentaires et des essais en laboratoire doivent être conduits au moment de mettre en place des forages exploratoires destinés à préparer l'installation de l'instrumentation souterraine. Une bonne compréhension du contexte des terrains et des caractéristiques géotechniques est nécessaire pour permettre une comparaison fiable entre le comportement modélisé et le comportement réel sur le terrain. La facilité d'accès au site peut être prise en compte mais sans jamais être le principal motif conduisant au choix de l'emplacement.

La longueur typique de la planche d'essais est de trois fois la largeur de la base, de façon à limiter l'influence des effets en 3D. La dimension doit également être suffisante pour permettre des mouvements et un fonctionnement normal au niveau des installations de construction.

Une évaluation initiale de l'acceptabilité, de la faisabilité technique et de l'énergie de compactage nécessaire pour obtenir la qualité de compactage souhaitée peut être effectuée au travers d'essais de compactage sur site. Ceux-ci doivent être considérés comme faisant partie intégrante des essais avant la construction et doivent être aussi considérés comme une pratique normale, en routine, effectuée au démarrage des opérations de terrassement associées aux digues.

7.7.4.1 *Évaluation de la résistance au cisaillement non drainée*

La résistance au cisaillement non drainée peut être déterminée par la conception d'une section d'essai destinée à subir une défaillance à une hauteur prédéterminée, ou, de façon plus sûre, par le creusement d'une tranchée à la base. La géométrie de la défaillance est alors analysée *a posteriori* par itérations successives de la valeur de résistance au cisaillement des sols de fondation et du matériau de remblai constituant la digue, par la mise en œuvre de calculs de stabilité de pente (*cf.* section 8.6), jusqu'à ce qu'un facteur de sécurité égal à un soit obtenu.

La résistance au cisaillement et le poids volumique du matériau de remblai doivent être connus pour conduire l'analyse. La mise en place d'une planche d'essais à partir d'un matériau de remblai non cohésif, plutôt qu'à partir d'un matériau de remblai cohésif, permet d'obtenir une résistance plus cohérente et prévisible. La section d'essais peut être équipée d'une instrumentation permettant de suivre le début de la défaillance. Cela peut comprendre notamment des extensomètres et des jauges de tassement, de

manière à suivre le tassement de la digue, ainsi que des inclinomètres et des capteurs de déplacements de la surface, destinés à mesurer les déplacements latéraux de la base de la digue et/ou des piézomètres pour mesurer les changements associés de pression interstitielle sous la digue. Ces équipements sont détruits lorsque la digue rompt. Toutefois, les réponses observées lors de l'évolution conduisant à la défaillance aideront à interpréter les informations fournies par d'autres instrumentations mises en place lors de la phase de construction.

7.7.4.2 Évaluation d'un début d'instabilité

Le début de l'instabilité d'une digue se manifestant au cours de la construction sur des argiles compressibles peut être évalué par un suivi des déplacements sur la base d'une corrélation entre le tassement vertical sous la digue et le déplacement latéral de sa base (Wakita et Matsuo, 1994), de même qu'en suivant l'augmentation de la pression interstitielle à l'intérieur de l'argile pendant le montage du remblai. La réponse de la pression interstitielle à la charge appliquée peut également être utilisée pour déterminer la limite de plasticité (σ'_y) (cf. section 7.8.3.4). L'utilisation d'un suivi de la pression interstitielle pour contrôler la stabilité est considérée comme étant un meilleur indicateur du début de l'instabilité que la mesure des déplacements. Des détails sur ces deux méthodes sont apportés au sein de cette section.

Contrôle de la stabilité par un suivi des déplacements

Wakita et Matsuo (1994) ont proposé une méthode observationnelle pour des talus sur argile compressible, conçue à la suite de plusieurs ruptures de talus au Japon. Ils ont observé qu'il existait une corrélation entre le tassement S sur la ligne centrale de la base du talus (niveau d'origine du terrain) et le rapport δ/S , où δ est le déplacement horizontal à la base du talus.

Les mesures de déplacements horizontaux et verticaux effectuées au cours de la construction peuvent être utilisées pour déterminer S et δ/S . La figure 7.56 indique le chemin classique de déplacement d'un talus dont la charge provoque une rupture. Quand la construction est arrêtée, le chemin de déplacement suit la direction de la flèche en pointillés si le facteur de stabilité est suffisant. Lorsque S et δ/S sont tracés sur les données de bases de Wakita et Matsuo (1994) (cf. figure 7.57), ils définissent un point pouvant être utilisé pour en déduire le degré de sécurité vis-à-vis d'une rupture.

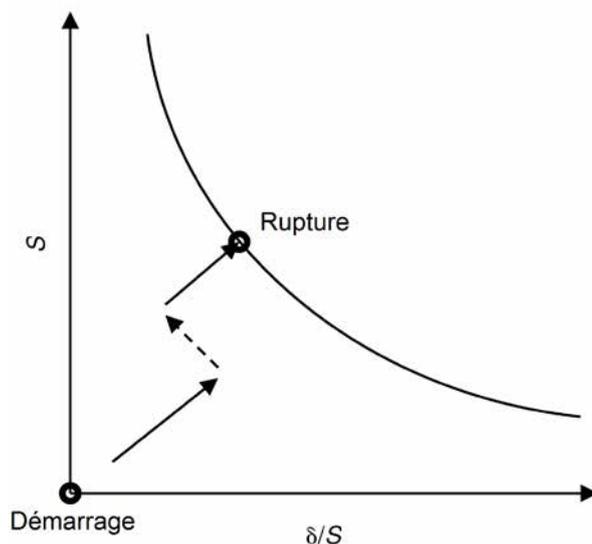


Figure 7.56 Application de la méthode de Wakita et Matsuo (1994) pour le suivi de la construction et la détermination d'un début de défaillance

Ils ont également observé qu'une famille de courbes existe lorsqu'on trace S en fonction de δ/S , correspondant aux points d'isovaleurs du rapport q/q_r , où q est la charge du talus et q_r la charge à la rupture. Ils appellent la dernière courbe, lorsque $q/q_r = 1$, la ligne du critère de rupture. Cette famille de courbes peut être définie par l'équation 7.69, où les coefficients a , b , et c sont présentés au tableau 7.55, et sont dépendants du rapport q/q_r .

$$S = a \cdot \exp\left[b\left(\frac{\delta}{S}\right)^2 + c\left(\frac{\delta}{S}\right)\right] \tag{7.69}$$

où :

S = tassement

δ = déplacement horizontal au niveau de la base du talus

a, b et c = facteurs de régression

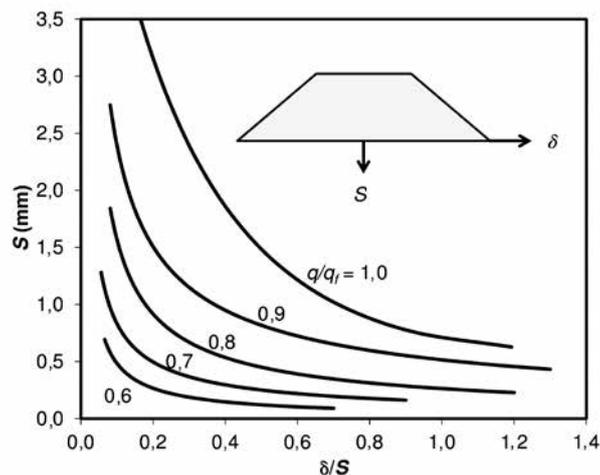


Figure 7.57 Variation de S en fonction de δ/S pour des valeurs de q/q_f comprises entre 0,6 et 1,0 (rupture)

Tableau 7.55 Valeur des coefficients de régression pour l'équation 7.69

Intensité de charge (q/q_f)	Coefficients de régression			Intervalle d'application
	a	b	c	
1,0	5,93	1,28	-3,41	$0 < d/S < 1,4$
0,9	2,80	0,40	-2,49	$0 < d/S < 1,2$
0,8	2,94	4,52	-6,37	$0 < d/S < 0,8$
0,7	2,66	9,63	-9,97	$0 < d/S < 0,6$
0,6	0,98	5,93	-7,37	$0 < d/S < 0,6$

Contrôle de la stabilité par un suivi de la pression interstitielle

L'évolution de la quantité d'eau interstitielle au sein d'une fondation argileuse compressible sous une digue, dépend du degré de consolidation et du risque de rupture du sol. L'augmentation de la pression interstitielle (Δu) liée à la charge appliquée, ou à l'augmentation de la contrainte verticale totale ($\Delta \sigma_v$), montre trois réponses bien définies. Il est pratique de considérer $\Delta \sigma_v$ comme étant égale à γH (valeur du poids volumique du remblai multiplié par sa hauteur). Toutefois, en profondeur, sous le remblai, un facteur d'influence (I) doit être utilisé pour évaluer $\Delta \sigma_v$, de telle façon que $\Delta \sigma_v = I \gamma H$ (cf. tableau 7.56). Pour que cette méthode soit efficace, un nombre suffisant de mesures de l'épaisseur de remblai et de la pression interstitielle doivent être effectuées au cours de la construction, de manière à définir la relation entre Δu et $\Delta \sigma_v$. Cela peut nécessiter que des relevés de mesure soient effectués immédiatement avant et après la mise en place de chaque couche de remblai.

Tableau 7.56 Relation entre augmentation de la contrainte verticale totale et pression interstitielle

Augmentation de la contrainte totale ($\Delta\sigma_v = \gamma H$)	État du sol	Augmentation de la pression interstitielle (Δu)	Changement de la pression interstitielle avec l'augmentation de la contrainte verticale totale	
En dessous de σ'_y (O-A)	Surconsolidé	Inférieure à $\Delta\sigma_v$		
De σ'_y à σ'_f (A-B)	Normalement consolidé	Égale à $\Delta\sigma_v$		
Au-delà de σ'_f (B-C)	Début de rupture locale	Supérieure à $\Delta\sigma_v$		

La méthode de vérification est relativement simple : il s'agit de reporter graphiquement Δu par rapport à $\Delta\sigma_v$. Dès que la pente de la courbe est supérieure à un, il existe un risque de rupture. Si tel est le cas, la mise en œuvre du remblai doit être arrêtée. Il peut même être nécessaire de retirer du remblai pour éviter la rupture.

Lorsque la digue est construite par étapes, avec une pause entre chacune d'elles pour permettre la consolidation, alors chaque étape de construction peut être évaluée indépendamment en appliquant les mêmes principes.

Au niveau du tracé de Δu en fonction de $\Delta\sigma_v$ (présenté au tableau 7.56), le segment de droite (A-B), représentant un état de sol normalement consolidé, est projeté sur l'axe des $\Delta\sigma_v$. La valeur de l'intersection est égale à $\sigma'_y - \sigma'_{vo}$ à la profondeur à laquelle les pressions interstitielles sont mesurées.

7.7.4.3 Détermination du tassement et du coefficient de consolidation

Lorsque l'atteinte de la rupture du sol de fondation n'est pas un objectif de la planche d'essais, il peut être utile de mettre en place des types d'instrumentations plus complexes (extensomètres, réseaux de piézomètres, inclinomètres) pour suivre la réponse du sol à la charge appliquée au niveau de la planche d'essais. Ce type d'essai peut ne pas confirmer l'état limite ultime de résistance au cisaillement non drainée du sol de fondation. Il devrait toutefois confirmer que le facteur de sécurité est fiable, en montrant que les déformations et la réponse des pressions interstitielles en excès liées à la charge appliquée restent acceptables. Ceci est examiné à la section 7.7.4.2, et permet une validation du dimensionnement.

Une prévision précoce des caractéristiques de consolidation des sols de fondation sur la base de données de terrain limitées n'est pas fiable, et une période prolongée (jusqu'à un an ou plus) de suivi après la construction peut être nécessaire. Même si c'est le cas, il est peu probable, sur le plan pratique, que le suivi se prolonge suffisamment longtemps pour enregistrer un tassement secondaire des sols de fondation. En raison du laps de temps important nécessaire aux essais avant la construction, le besoin de procéder à un essai doit être identifié tôt dans le projet, de façon à permettre sa réalisation dans le cadre du programme.

L'importance du tassement peut être calculée avec un degré raisonnable de précision, dans les limites associées au nombre et à la qualité de données de laboratoire. Toutefois, la détermination du taux de consolidation est plus difficile à déterminer, puisqu'elle dépend de la vitesse de drainage permise par la texture du sol ainsi que des conditions de drainage aux limites. Une manière de prévoir le tassement final et de déterminer le coefficient de consolidation (c_v) a été mise au point par Asaoka (1978), et est présentée à l'encadré 7.29.

Encadré 7.29

Détermination du tassement et du coefficient de consolidation (c_v) sur la base d'une représentation graphique du tassement par rapport au temps

(selon Asaoka, 1978)

Données requises

Conditions à remplir :

- les lectures de tassement sont effectuées à intervalles de temps constants (Δt) ou sont déduites à partir de la représentation graphique du tassement en fonction du temps ;
- la structure et les propriétés des sols de fondation ne doivent pas être trop variables ;
- les conditions de terrain sont semblables au tassement d'une couche d'épaisseur (H) selon la théorie de la consolidation de Terzaghi ;
- le tassement prévisible est essentiellement lié à la consolidation primaire.

Procédure :

- tracé de la courbe de tassement en fonction du temps ($s(t)$) des sols de fondation ;
- sélection d'un intervalle de temps (Δt) et détermination du tassement (s_i) aux différentes valeurs de temps $(t_0 + i\Delta t)_{i=0,1,2,3}$ (cf. figure 7.58) ;
- nouvelle représentation graphique des données de tassement avec $(s_i$ en fonction de $s_{(i-1)})_{i=0,1,2,3}$ (cf. figure 7.59) ;
- tracé de la droite la mieux adaptée passant à travers les points de mesure. Certains points obtenus précocement peuvent ne pas être alignés avec les points obtenus ultérieurement, et ils sont généralement ignorés. Cela peut en partie être dû à la longueur de la période de construction, à des pressions interstitielles initialement non uniformes et/ou à des terrains hétérogènes ;
- la moyenne de c_v peut être calculée à partir de la pente de la droite (β) tracée à travers les points de mesure :

$$c_v = \frac{-5H^2}{12\Delta t} \ln \beta \tag{7.70}$$

- tracé sur la représentation graphique d'une droite à 45°, c'est-à-dire $s_i = s_{(i-1)}$. La droite passant à travers les données (s_i en fonction de $s_{(i-1)}$) recoupe la droite à 45° au niveau de s_∞ , le tassement final.

Variations à partir de la représentation graphique d'Asaoka :

- la construction par étapes résulte en une série de courbes approximativement parallèles sur la représentation graphique. Chacune d'entre elles peut être traitée indépendamment ;
- dans des conditions de charge constante, un changement de pente peut indiquer la transition du tassement primaire à une compression secondaire. Le prolongement de la droite de consolidation secondaire jusqu'à l'intersection avec $s_i = s_{(i-1)}$ fournit une valeur de s_∞ , qui comprend la compression secondaire ;
- l'incurvation de la courbe passant à travers les points de mesure peut indiquer une réduction de c_v avec l'augmentation de contrainte effective.

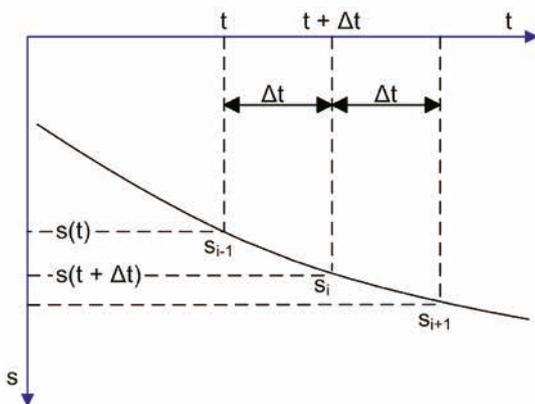


Figure 7.58 Représentation graphique du tassement en fonction du temps

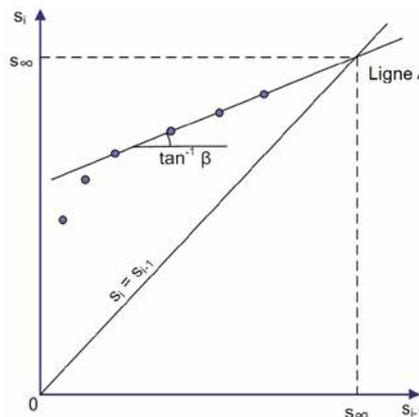


Figure 7.59 Relation entre S_i et S_{i-1}

7.7.4.4 Vitesse de construction

Lors de la construction d'une section d'essais, la vitesse à laquelle elle sera construite est fonction soit de la vitesse de réalisation pouvant être atteinte compte tenu des contraintes de suivi, soit d'une restriction imposée sur la vitesse de remblaiement pour des raisons géotechniques portant sur le maintien de la stabilité. Pour maintenir la stabilité, la quantité de remblai mise en place pour des intervalles de temps donnés doit normalement diminuer au fur et à mesure de l'augmentation de la hauteur de la digue. En réalité, dans des conditions normales sans amélioration de sol, sauf si une pause significative est programmée au cours de la construction pour une durée d'environ six à plus de douze mois, l'augmentation de la résistance des sols de fondation et l'amélioration de la stabilité obtenue au cours de la construction seront limitées. Lorsque la vitesse de remblaiement n'est pas contrainte par des questions de stabilité, une limite artificielle peut être imposée, comme la limitation du nombre de couches de remblai pouvant être mises en place en une semaine. Cela répond aux objectifs suivants :

- définir une vitesse de remblaiement qui puisse être plus représentative de ce qui peut être effectué au cours des travaux de construction ;
- définir un délai pour le recueil des données de terrain, leur analyse et leur interprétation tandis que le remblaiement se poursuit ;
- si des données indiquent que la planche d'essais est proche de la rupture, il peut être temps d'agir pour arrêter le remblaiement ou même retirer le remblai déjà mis en place.

7.7.5 Validation de l'étude de terrain à travers une observation visuelle au cours des travaux

Les processus de caractérisation des terrains sont généralement basés sur des données provenant d'investigations destructives et non destructives. Par nature, les investigations destructives ne recueillent que de très petits volumes de sols destinés à l'observation et aux essais, au niveau d'emplacements distincts assez éloignés les uns des autres (reconnaitances ponctuelles). Toutefois, la variabilité des terrains peut se manifester sur de faibles distances. Il existe donc une probabilité que, malgré des investigations programmées et menées avec le plus grand soin, certaines caractéristiques de terrain ne puissent pas être identifiées, ou que la véritable étendue des différentes caractéristiques identifiées puisse ne pas être mesurée.

Dans le cadre des travaux de construction sur les digues, un certain nombre d'opérations permettent de créer de nouvelles mises à nu pour l'observation des terrains superficiels ou du sous-sol :

- décapage du sol superficiel en dessous de l'emprise de la nouvelle digue ou au-dessus de la surface d'extraction des matériaux de remblai ;
- décapage de la surface de la digue et excavations dans le corps de la digue existante ;
- excavation ou élargissement du chenal de drainage, parallèle à la digue, et pouvant être utilisé comme source de matériaux de remblai ;
- excavations dans la zone d'extraction des matériaux de remblai ;
- autres excavations (notamment détournement de réseaux, de drainage, travaux de génie civil associés).

L'ensemble de ces tâches produit des mises à nu des dépôts superficiels et du sous-sol pouvant apporter des indices sur la nature des terrains et pouvant être utilisées pour identifier les emplacements où le contexte géotechnique et hydrogéologique est en cohérence ou en décalage avec celui qui a été décrit lors des investigations. Des conditions de terrain défavorables peuvent être ainsi identifiées et, si cela semble approprié, leurs effets potentiels peuvent être compensés à travers des modifications de conception spécifiques à chaque emplacement.

Il convient de tout mettre en œuvre pour examiner l'ensemble des affleurements lors de l'exécution, de manière à s'assurer que les conditions rencontrées sont en cohérence avec celles qui ont été identifiées lors des investigations. Pour ce faire, l'observateur doit posséder une bonne compréhension du contexte géologique et géotechnique et des hypothèses retenues pour le dimensionnement, de façon à ce que toute caractéristique en contradiction avec l'interprétation des investigations puisse être identifiée. Lorsqu'une information contradictoire est identifiée, elle doit être vérifiée en la comparant avec les informations du modèle géotechnique afin de valider si cette caractéristique avait été identifiée précédemment, s'il

peut s'agir d'une mauvaise interprétation ou si elle peut affecter le dimensionnement. Si l'origine de ces caractéristiques et leur effet probable sur le dimensionnement ne peuvent pas être établis sur la base des informations disponibles, des investigations de terrain complémentaires doivent être entreprises. Dans un premier temps, il convient d'envisager de nouveaux sondages à la pelle, en utilisant, si les conditions le permettent, les matériels présents sur le site, sous la supervision d'une personne compétente. Si cela n'apporte pas les informations nécessaires, d'autres formes d'investigations sont nécessaires et doivent alors être envisagées. Des exemples de certaines caractéristiques pouvant apparaître lors de l'exécution des travaux sont décrites au tableau 7.57. Il ne s'agit pas d'une liste exhaustive, son objectif étant de fournir quelques illustrations.

Tableau 7.57 Exemples d'observations de terrain effectuées au cours de la construction et leurs implications potentielles sur les performances de la digue

Observation de terrain localisée	Origine possible	Implications potentielles sur les performances de la digue
<ul style="list-style-type: none"> terrain bas par rapport à la topographie générale ; sol de couleur plus sombre ; dépôts de tourbe ; ornières provoquées par les matériels de terrassement ; rencontre de sols plus mous ou plus organiques ; rupture localisée des excavations (pente latérale ou soulèvement de la base). 	<ul style="list-style-type: none"> paléochenaux possibles, remplis de sols plus mous, riches en matières organiques ou en tourbe. 	<ul style="list-style-type: none"> plus grande épaisseur de remblais mis en place pour atteindre le niveau de protection de la digue ; tassement plus important en raison d'une compressibilité plus importante des sols de fondation et épaisseur supplémentaire de remblai ; instabilité en raison de sols de fondation moins cohérents ; remblaiement non acceptable ou retrait supplémentaire voire fissuration si maintenu en l'état.
<ul style="list-style-type: none"> terrains plus haut par rapport à la topographie générale ; couleur plus claire du sol ; absence d'ornières provoquées par le matériel de terrassement ; écoulements ; dépôts non cohésifs, horizons plus perméables et drainage des terrains. 	<ul style="list-style-type: none"> paléochenaux possibles, remplis de sols plus grossiers ; bancs localisés possibles ; dépôts possibles de matériaux grossiers au cours de crues éclaircies. 	<ul style="list-style-type: none"> tassement moindre en raison d'une compressibilité plus faible des sols de fondation ; écoulements et formation de conduits à travers les fondations ; instabilité par soulèvement côté terre lorsque les sols de perméabilité élevée sont surmontés de sols de faible perméabilité ; remblaiement non acceptable ou écoulements, formation de conduits voire érosion si maintenu en l'état.

7.8 PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES

Les paramètres géotechniques des sols concernent leur classification, leurs propriétés mécaniques et hydrauliques et leur répartition spatiale au sein du profil de sols étudié. Ils sont nécessaires pour évaluer comment la digue se comportera au moment de la construction et interagira à long terme avec l'environnement, les actions externes et les sols de fondation. Les sols composant la digue et les sols de fondation étant des matériaux naturels, ils sont variables latéralement et verticalement, même au sein d'un horizon donné, qui lui-même varie en épaisseur. En tant que telles, les données des essais de propriétés données varient dans certaines limites reflétant la variabilité du sol naturel. Elles seront également affectées par le mode de prélèvement, le remaniement des échantillons et des éprouvettes et la méthode d'essai. Les données d'investigation doivent être interprétées afin d'établir des valeurs ou plages de valeurs caractéristiques, exploitables pour le dimensionnement ou le contrôle. Cette section aborde la détermination de propriétés géotechniques propres aux digues et présente une approche pour l'interprétation de l'ensemble des données afin de parvenir aux valeurs caractéristiques.

La figure 7.60 présente un logigramme de la structure générale et du contenu de la section 7.8, détaillés au tableau 7.58.

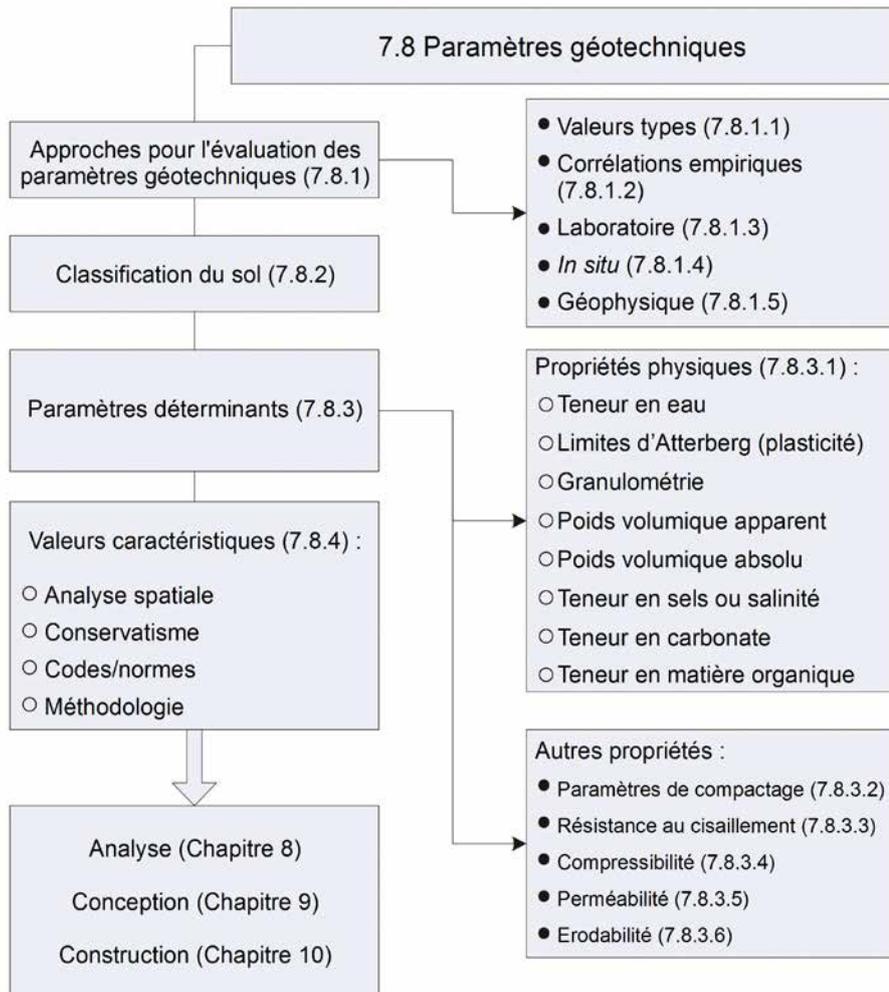


Figure 7.60 Structure et contenu de la section 7.8 et interactions avec d'autres sections

Tableau 7.58 Paramètres géotechniques et pertinence pour l'étude des digues

Description	Méthodes	Fuites et érosion interne	Stabilité	Tassement	Érodabilité	Sismicité	Contrôle qualité de la construction
Classification du sol	section 7.8.2	X	X	X	X	X	X
Teneur en eau	section 7.8.3.1	X	X	X	X	X	X
Limites d'Atterberg			X		X		X
Granulométrie		X	X	X	X	X	X
Poids volumique apparent		X	X	X	X	X	X
Poids volumique absolu			X				X
Teneur en sel		X				X	X
Teneur en carbonate					X	X	X
Teneur en matière organique			X	X	X	X	X

Description	Méthodes	Fuites et érosion interne	Stabilité	Tassement	Érodabilité	Sismicité	Contrôle qualité de la construction
Paramètre de compactage : <ul style="list-style-type: none"> teneur en eau optimale-masse volumique apparente sèche maximale ; densité relative 	section 7.8.3.2	X	X	X	X		X
Résistance au cisaillement non drainé	section 7.8.3.3		X			X	X
Résistance au cisaillement drainé			X			X	
Compressibilité <ul style="list-style-type: none"> tassement élastique consolidation primaire consolidation secondaire module d'élasticité non drainé indice de compression et taux de compression coefficient de compressibilité volumique limite d'élasticité coefficient de consolidation coefficient et coefficient modifié de consolidation secondaire. 	section 7.8.3.4	X	X	X		X	X
Perméabilité	section 7.8.3.5	X	X				X
Érodabilité	section 7.8.3.6	X			X		

7.8.1 Approches pour l'évaluation des paramètres géotechniques

Les paramètres géotechniques peuvent être déduits de plusieurs manières. Il est préférable de les évaluer en ayant recours à plusieurs approches pour valider les paramètres.

- valeurs types ;
- corrélations empiriques ;
- mesures en laboratoire ;
- mesures *in situ* ;
- mesures à l'aide de techniques géophysiques.

7.8.1.1 Valeurs types

De nombreuses publications, codes, normes et guides géotechniques intègrent des tableaux établissant des plages de valeurs types basées sur des descriptions générales de sols. Les valeurs types servent de ligne directrice lors de l'évaluation de la validité de l'amplitude d'un paramètre estimé par exemple par des corrélations empiriques ou par une mesure directe. Leur valeur permet, à terme, de mieux comprendre comment la digue risque de se comporter, en termes qualitatifs, lorsque seules sont disponibles des données géologiques existantes réunies lors de l'étude théorique. À moins que les valeurs types soient propres au site ou à la région, tout calcul quantitatif doit être traité avec la plus grande précaution. Certaines valeurs types sont données à la section 7.8.3.

7.8.1.2 Corrélations empiriques

Certaines corrélations peuvent servir à mettre en rapport des données d'essais mécaniques et hydrauliques avec d'autres propriétés. Elles sont une méthode de validation des résultats d'essai ou d'établissement de paramètres quand aucune donnée directe n'est disponible, par exemple au tout début d'un projet dans le cadre de la définition d'un modèle géologique ou géotechnique initial. La section 7.8.3 présente certaines corrélations empiriques types pour un ensemble de paramètres.

7.8.1.3 Mesures en laboratoire

Les essais en laboratoire visent à décrire et classer les échantillons, étudier les comportements fondamentaux du matériau et établir des paramètres géotechniques en lien avec les objectifs techniques de l'étude. La manière dont la digue et les sols de fondation réagiront aux charges imposées, en passant par la compréhension des modes de rupture et de détérioration (cf. section 3.5, et tableaux 7.44 et 7.45), doit être appréhendée pour garantir la programmation d'essais en laboratoire adaptés. Les sections 7.9.6 à 7.9.8 présentent des informations concernant la localisation d'investigations destructives, ainsi que les types d'échantillon et la fréquence d'échantillonnage.

Programme d'essais en laboratoire

Bien que de nombreux échantillons puissent être prélevés dans le cadre d'une étude, tous ne seront pas testés. La sélection d'échantillons à des fins d'essai *via* l'élaboration d'un programme d'essais n'est pas un processus aléatoire. Le programme doit être hiérarchisé (cf. tableau 7.59). Les essais de base sont généralement réalisés sur autant d'échantillons que possible, lesquels doivent inclure, sans s'y limiter, les échantillons prélevés à la profondeur à laquelle des essais *in situ* ont été réalisés et les échantillons à tester pour déterminer les propriétés mécaniques (résistance, consolidation, paramètres de compactage) et hydrauliques (perméabilité, résistance à l'érosion). Cela permet de déduire les propriétés mécaniques ou hydrauliques d'échantillons présentant des propriétés physiques similaires et de les comparer à celles déduites par corrélations empiriques.

Pour garantir une répartition adéquate des types et du nombre d'essais au sein de chaque couche lithologique, il est conseillé de définir le profil géologique du terrain, par exemple en reproduisant une section géologique au fil de l'étude et en localisant les essais programmés sur la section (cf. tableau 7.43). Programmer des essais sur des échantillons prélevés au sein d'une même couche du même sondage peut s'avérer plus instructif sur la variation des propriétés de sol qu'une série d'essais à différentes profondeurs sur plusieurs sondages.

Lors de la programmation des essais, il faut tenir compte de la qualité de l'échantillon, laquelle doit être compatible avec l'essai à effectuer (cf. section 7.9.8). Il faut également tenir compte des sollicitations mécaniques et hydrauliques *in situ* et des modifications de charge appliquées *in situ*, associées à la présence de la digue, et tenir compte de l'influence de ces facteurs sur le comportement du matériau (déformation, consolidation, cisaillement [compression directe, extension, anisotropie], écoulement de l'eau, etc.). Les charges appliquées en laboratoire doivent intégrer l'étendue des charges attendues sur le terrain.

Tableau 7.59 Illustration générique d'une hiérarchisation du programme d'essais en laboratoire

Travail sur le terrain – échantillonnage et essais <i>in situ</i>		Essais en laboratoire				
Zone de profondeur théorique	Échantillonnage	Essais <i>in situ</i> usuels (ex. SPT, scissomètre, peuvent être effectués au sein de chaque zone de profondeur)	Essais <i>in situ</i> usuels et ponctuels plus coûteux (ex. perméabilité <i>in situ</i> , pressiomètre)	Propriétés physiques (paramètres de nature)	Propriétés mécaniques/hydrauliques	
Incréments de profondeur croissante	A	■				
	B	■	■		■	
	C	■				
	D	■	■	■	■	■
	E	■				
	F	■	■		■	
	G	■				
	H	■	■		■	■
	I	■				
	J	■	■			
	K	■				
	L	■	■		■	
	M	■				
	N	■	■	■	■	■

Notes

Études dans la zone de profondeur :

- D et N permettent la comparaison de paramètres mesurés *in situ* et en laboratoire avec ceux issus de corrélations fondées sur des propriétés physiques et, le cas échéant, des essais *in situ* usuels ;
- H permet de comparer les paramètres mesurés en laboratoire à ceux issus de corrélations fondées sur des propriétés physiques et, le cas échéant, à des essais *in situ* ;
- B, F et L permettent de déduire les paramètres *in situ* de sols partageant des propriétés physiques similaires et, le cas échéant, des essais *in situ* usuels.

7.8.1.4 Mesures *in situ*

Les essais *in situ* font habituellement partie de différentes phases d'un programme d'investigation et du programme de contrôle qualité lors de la construction d'une digue. Ils sont généralement employés :

- quand un résultat rapide est nécessaire ;
- quand les caractéristiques d'une masse du sol s'avèrent différentes de celles issues des essais en laboratoire ;
- s' il est difficile d'obtenir des échantillons représentatifs (par exemple, sols non cohésifs) ;
- pour compléter les résultats d'essais en laboratoire.

Des essais *in situ* simples (densité *in situ*, *Standard Penetration Test* - SPT, essai scissométrique, perméabilité, essai de dissipation au pénétromètre statique ou *Cone Penetration Test* - CPT) sont couramment employées dans le cadre d'investigations courantes et procurent des données de comparaison directe avec les résultats des essais en laboratoire ou pour des corrélations empiriques avec des propriétés physiques. Toutefois, le volume du sol mobilisé par ces essais *in situ* usuels est limité et les résultats peuvent ne pas être tout à fait représentatifs des caractéristiques de masse du sol. Lorsqu'est requise une évaluation plus robuste d'un paramètre de sol, il peut s'avérer nécessaire d'élargir la portée des essais *in situ* pour tenir compte des conditions de terrain connues et les localiser de manière à optimiser les informations recueillies. Parmi ces essais peuvent figurer un essai de pompage pour l'évaluation de la perméabilité (cf. section 7.8.3.5) et un remblai d'essai pour l'évaluation des caractéristiques de résistance au cisaillement non drainé ou de compressibilité des sols de fondation

(cf. section 7.7.4). En règle générale, ces essais concernent uniquement des projets de plus grande envergure, exigeant une évaluation solide de ces caractéristiques car elles ont un impact significatif sur le risque et le coût du projet.

Fréquence des essais *in situ*

Les facteurs à prendre en compte lors de l'évaluation de la fréquence des essais *in situ* correspondent à ceux présentés pour l'échantillonnage (cf. section 7.9.8.3). La localisation et la répartition des essais *in situ* peuvent être identifiées sur un profil géologique, tel qu'établi pour les essais en laboratoire. La fréquence des essais *in situ* est généralement associée à une réflexion sur le coût des essais, lequel est représentatif du personnel et de l'équipement employés pour exécuter l'essai et l'immobilisation des équipements pendant l'exécution de cet essai. Les essais *in situ* courants, comme les SPT et les profils scissométriques, peuvent être conduits à une fréquence correspondant à l'échantillonnage. D'autres essais *in situ* sont un peu plus coûteux, comme les essais de perméabilité à charge ascendante et descendante et les essais de dissipation au CPT. Ils peuvent être entrepris à une fréquence suffisante pour fournir un ensemble de données auquel comparer des paramètres issus d'essais en laboratoire ou de corrélations empiriques pour un type de sol donné.

Certains essais *in situ*, comme le scissomètre, n'exigent pas de forage préalable car l'équipement est foncé ou battu dans le terrain depuis la surface du sol. Ainsi, il n'y a pas conflit entre la fréquence des essais *in situ* et les exigences d'échantillonnage.

7.8.1.5 Mesures géophysiques

Les techniques géophysiques, décrites à la section 7.9.6, et leurs applications, procurent un moyen de déterminer certaines propriétés *in situ*, ainsi que la stratigraphie et les variations de propriétés des sols de fondation de la digue et de la structure interne de la digue. Les techniques de résistivité peuvent indiquer des variations en termes de compacité, de teneur en eau ou de porosité, et de teneurs en argile/sable, tandis que les techniques sismiques peuvent indiquer des variations de résistance au cisaillement. La détermination des caractéristiques générales de la digue et des sols de fondation *via* des méthodes géophysiques peut largement contribuer à réduire l'incertitude de subsurface.

Toutefois, les données géophysiques dépendent généralement d'autres facteurs. Les propriétés géophysiques mesurées (par exemple résistivité, vitesse des ondes sismiques) dépendent généralement de propriétés physiques intrinsèques du sol. Par exemple, les variations de résistivité peuvent dépendre de changements de porosité, de saturation en eau, de la forme des pores, de la présence d'argiles et de la composition de l'eau. Les données géophysiques peuvent servir de processus de filtre pour dégager des variations potentiellement anormales (anomalies) qui seront ensuite testées à l'aide de méthodes destructives.

Mesures géophysiques de paramètres géotechniques

Certaines techniques géophysiques peuvent servir à évaluer des paramètres géotechniques. Les propriétés géotechniques sont essentiellement limitées à des propriétés élastiques *in situ* comme le module de cisaillement de Coulomb, le module d'élasticité de Young en compression et le coefficient de Poisson, mais d'autres propriétés physiques peuvent être évaluées, comme la porosité, le poids volumique apparent, la perméabilité, etc. Le tableau 7.60 présente un résumé des principaux paramètres directement mesurables à l'aide de paramètres géophysiques et d'autres pouvant être déduits de ces paramètres principaux.

Tableau 7.60 Propriétés géotechniques du sol mesurées à l'aide de paramètres géophysiques

Propriété mesurée à l'aide de paramètres géophysiques	Paramètre(s) géotechnique(s) principal/aux	Autres propriétés associées
Résistivité électrique	Porosité Perméabilité	Teneur en argile Degré de saturation Salinité
Conductivité électromagnétique	Porosité perméabilité	Teneur en argile Degré de saturation Salinité
Vitesse sismique (onde P)	Module de compression dynamique	Porosité Densité Degré de saturation
Vitesse sismique (onde S)	Module de cisaillement dynamique	Poids volumique apparent Porosité
Vitesse sismique (onde de Rayleigh)	Module de cisaillement dynamique	Module de compression dynamique
Force du champ gravitationnel	Densité	Porosité
Force du champ magnétique	–	Présence de minéraux ferreux

Avertissement

Les observations géophysiques mesurées dépendent d'un ou de plusieurs paramètres géotechniques et d'autres paramètres physiques ou chimiques. Seule la vitesse sismique peut être mesurée directement. Par exemple, la résistivité peut varier en fonction de la porosité, mais aussi en fonction de la saturation et de la composition de l'eau, de la géométrie des pores et de la teneur en argile. La prévision des caractéristiques géotechniques, notamment issue de données géophysiques, exige un calibrage en fonction d'informations de référence généralement acquises à partir de forages ou de sondages géotechniques.

7.8.2 Classification du sol

La classification des sols est importante, car elle permet d'enregistrer et de communiquer la nature d'un sol à l'aide de termes définis et à partir desquels déduire un comportement technique, dans un premier temps. Le sol est classé selon les pourcentages relatifs des différentes tailles de particules (argile, limon, sable, gravier) en combinaison avec d'autres aspects liés à la composition du matériau (par exemple teneurs en matière organique ou en éléments coquilliers) et à son comportement (par exemple résistance, poids volumique, plasticité). La classification sert de langage commun pour communiquer une description du sol, afin que les personnes n'étant pas présentes sur le site et n'ayant pas observé le sol de leurs propres yeux, partagent la même compréhension de la nature du sol et de sa composition. La classification est compliquée du fait que :

- plusieurs systèmes sont utilisés, lesquels sont généralement normalisés par pays ;
- les composants fondamentaux du sol sont définis différemment dans chaque système ;
- les sols sont essentiellement classés sur le terrain, *via* des méthodes manuelles/visuelles, tandis qu'une classification précise exige des essais en laboratoire et seul un petit volume de sols du site est envoyé en laboratoire pour être caractérisé.

Lors de l'utilisation de données historiques et d'études géologiques, il est important de savoir quel système de classification a été employé pour garantir une interprétation précise des descriptions du sol.

Les sols naturels sont constitués de particules. Lorsqu'elles sont extrêmement fines (argile), ces particules se présentent sous forme de plaquettes très minces, tandis que dans les sols plus grossiers (limons et sable), les particules sont plus sphériques et généralement constituées de grains minéraux. Les très grandes surfaces spécifiques des minéraux argileux entraînent une réaction électrochimique avec l'eau, ce qui leur confère des caractéristiques différentes des sols granulaires plus grossiers. La taille des particules sert à classer le sol. Plusieurs systèmes de classification ont été développés, avec certaines différences. La figure 7.61 permet une comparaison des définitions granulométriques utilisées par différents systèmes. Certaines nuances entre les systèmes sont détaillées à l'encadré 7.30.

Normes britanniques (Pre Eurocode 7)

Argile	Limon			Sable			Gravier			Pavés	Rochers
	f	m	c	f	m	c	f	m	c		
	0.002	0.006	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	60	200

Système unifié de classification des sols

Fines particules (argile, limon)	Sable			Gravier			Pavés	Rochers
	f	m	c					
	0.075	0.425	2	4.75	19	75	300	

ASTM (American Society for Testing and Materials)

Fines particules (argile, limon)	Sable			Gravier			Pavés	Rochers
	f	m	c					
	0.075	0.425	2	4.75		75	300	

Figure 7.61 Classifications granulométriques selon divers systèmes

La plupart des définitions entre les différents systèmes sont proches mais pas identiques. La différence majeure est la taille maximale des grains pour définir le sable grossier :

- USCS (Casagrande, 1948) : 4,75 mm ;
- STM D2487-11 (2011) : 4,75 mm ;
- ASTM D422-63 (2007) : 4,75 mm ;
- BS 5930:1999+A2 (2010) : 2 mm ;
- ISO 14688-1 (2002) : 2 mm ;
- Ashto M145-91-UL (2008) : 2 mm ;
- Wentworth (1922) : 2 mm.

Ainsi une particule donnée peut-elle être qualifiée aussi bien de sable grossier que de gravier fin selon le système de classification utilisé.

Encadré 7.30

Remarques sur les systèmes de classification BS (pré et post-Eurocode) et Wentworth

La norme britannique (BS 5930:1999+A2:2010) inclut une mise à jour après la mise en place de l'Eurocode, qui a adopté la norme ISO (EN ISO 14688-1:2002). Une partie de la mise à jour incluait les termes servant à définir les tailles de particules. Avec cette mise à jour, les granulométries précédemment définies par 60 sont remplacés par 63. Aussi, suivant la nouvelle norme britannique, le sable est compris entre 0,063 mm et 0,2 mm, comparé à 0,06 mm et 0,2 mm, précédemment.

De nombreux géologues et géomorphologues ne possédant pas d'expérience en ingénierie géologique peuvent être habitués à utiliser l'échelle de Wentworth, laquelle définit les limites de gradation via l'échelle de phi :

$$\text{diamètre (mm)} = 2^{-\phi}$$

Dans le système de Wentworth, le diamètre de particule varie en $2^{-\phi}$. Par exemple, la taille des particules d'un sable moyen est comprise entre 2^{-2} (soit 0,25 mm) et 2^{-1} (soit 0,5 mm).

Les sols fins contenant du limon et de l'argile sont classés en fonction de leur consistance et de la taille des particules. La consistance du sol remanié dépend de sa teneur en eau. Il existe quatre états de consistance connus : liquide, plastique, semi-solide et solide. Les teneurs en eau auxquelles les sols fins passent d'un état liquide à un état plastique et d'un état plastique et à un état semi-solide sont respectivement dénommées limite de liquidité (w_l) et limite de plasticité (w_p). Collectivement, elles sont aussi appelées limites d'Atterberg. Leur valeur est affectée par la teneur en argile, la minéralogie de l'argile, la capacité d'échange cationique et la teneur en matière organique.

Les sols fins sont classés en fonction de l'abaque de plasticité de Casagrande (cf. figure 7.62) en mettant en rapport la limite de liquidité avec l'indice de plasticité (indice de plasticité = limite de liquidité – limite de plasticité). L'abaque est découpé en zones pour classer le sol selon sa plasticité, élevée (H) ou faible (L) ; certains systèmes de classification, tels que le système BS, incluent une zone de plasticité moyenne.

Le graphique vise à différencier les sols argileux des sols limoneux grâce à la ligne A, les sols figurant au-dessus de la ligne A étant argileux, les sols figurant en dessous étant limoneux. Une seconde ligne, la ligne U, se rapportant à la limite supérieure des sols, est également souvent incluse sur le graphique. Dans le système BS, la plasticité des sols fins est ensuite sous-divisée selon une gamme de limites de liquidité, telle que détaillée au tableau 7.64.

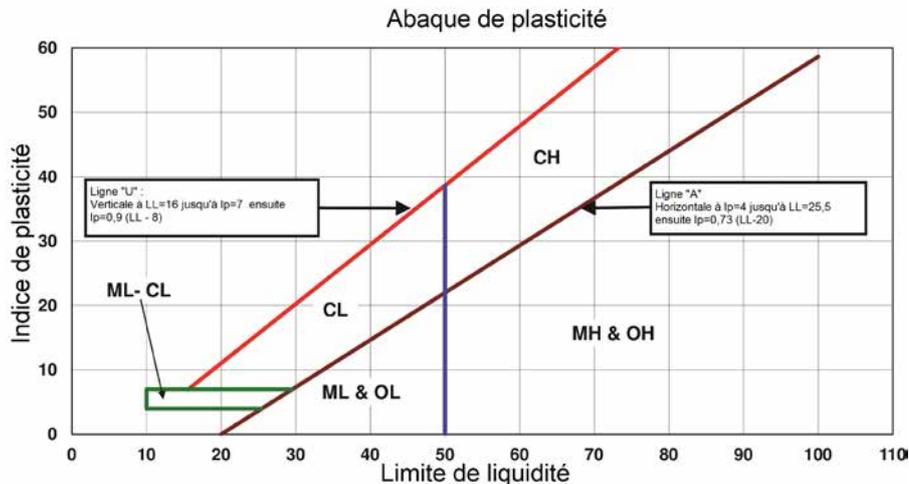


Figure 7.62 **Abaque de plasticité de Casagrande**
(source : USCS)

Comparaison des systèmes de classification

Les deux systèmes les plus couramment utilisés sont le BS et l'USCS, qui est pratiquement identique à la méthode ASTM. Ils ont recours à des méthodes d'essais en laboratoire pour la classification à partir d'une procédure visuelle. Ils divisent schématiquement tous les sols grossiers ou fins, puis ajoutent des sous-divisions descriptives progressives en fonction d'autres propriétés. Les sols grossiers sont classés d'après la présence plus ou moins importante de fines dans leur constitution. Les sols fins sont classés selon leur plasticité.

Les tableaux 7.61 à 7.64 permettent de résumer et de comparer les systèmes USCS et BS pour les sols grossiers et fins. Ces tableaux n'ont pas vocation à être exhaustifs mais ils servent à illustrer les différences majeures. Les abaques de plasticité doivent servir à classer des sols fins dans les deux systèmes.

Les symboles utilisés comme raccourci pour décrire un groupe de sol, tel qu'indiqué à la figure 7.62, sont les suivants :

- G = gravier, S = sable, M = limon, C = argile, O = organique, F = fine
- W = bien gradué, P = mal gradué
- L = plasticité faible, H = plasticité élevée, I = intermédiaire, V = très élevée, E = extrêmement élevée

Tableau 7.61 **USCS : sols granulaires grossiers**

Système de classification unifié des sols (USCS)								
Moins de 50 % de fines (<0,075 mm)								
Calibre	Graviers				Sables			
	50 % ou plus de matériau grossier > 4,75 mm				50 % ou plus de matériau grossier < 4,75 mm			
	Graviers propres		Graviers avec fines		Sables propres		Sables avec fines*	
	GRAVIER bien gradué	GRAVIER mal gradué	GRAVIER limoneux	GRAVIER argileux	SABLE bien gradué	SABLE mal gradué	SABLE limoneux	SABLE argileux
Teneur en fines (%)	0-5	0-5	> 12	> 12	< 5	< 5	> 12	> 12

Tableau 7.62 BS : sols granulaires grossiers

Norme britannique (BS 5930:1999+A2:2010)						
Pas de fines (<0,063 mm)						
Terme	Type de sol principal			pourcentage approximatif de constituants secondaires		
Légèrement sableux ou graveleux	SABLE ou GRAVIER			< 5		
Sableux ou graveleux				5-20		
Très sableux ou graveleux				> 20		
	SABLE et GRAVIER			Proportions égales		
Moins de 35 % de fines (<0,063 mm)						
Calibre	Graviers 50 % ou plus de matériau grossier >2 mm			Sables 50 % ou plus de matériau grossier < 2 mm		
	GRAVIER légèrement limoneux ou argileux	GRAVIER limoneux GRAVIER argileux	GRAVIER très limoneux GRAVIER très argileux	SABLE légèrement limoneux ou argileux	SABLE limoneux SABLE argileux	SABLE très limoneux SABLE très argileux
Teneur en fines (%)	< 5	5-20	20-35	< 5	5-20	20-35

Tableau 7.63 USCS : sols fins

Système de classification unifié des sols (USCS)							
Plus de 50 % de fines (<0,075 mm)							
Calibre	Limon et argile Limite de liquidité <50 %			Limon et argile Limite de liquidité > 50 %			
	LIMON Limon inorganiques Roche altérée	ARGILE PEU PLASTIQUE Argiles inorganiques (plasticité faible)	LIMON ORGANIQUE ou ARGILE (plasticité faible)	LIMON PLASTIQUE Limon inorganiques (plasticité élevée)	ARGILE PLASTIQUE Argiles inorganiques (plasticité élevée)	ARGILE ORGANIQUE LIMON ORGANIQUE (plasticité élevée)	TOURBE (sol fortement organique)

Tableau 7.64 BS : sols fins

Norme britannique (BS 5930:1999+A2:2010)						
Plus de 35 % de fines (<0,063 mm)						
Calibre	Limon et argiles, graveleux ou sableux 35 à 65 % de fines		Limon et argile > 65 % de fines			
		LIMON graveleux	LIMON sableux	LIMON légèrement graveleux	LIMON légèrement sableux	Limon
	ARGILE graveleuse	ARGILE sableuse	ARGILE légèrement graveleuse	ARGILE légèrement sableuse	Argile	
Limite de liquidité (%)			Plasticité			
<35			Faible			
35-50			Intermédiaire			
50-70			Élevée			
70-90			Très élevée			
>90			Extrêmement élevée			

Description *in situ* des sols

La description des sols sur le terrain est réalisée à partir de méthodes visuelles pour estimer les pourcentages relatifs des fractions granulaires et la plasticité sans le bénéfice des résultats d'essais en laboratoire, sur la base d'une masse sèche, ce qui peut être difficile à évaluer visuellement. Des sables calibrés sont disponibles dans le commerce pour faciliter la description des sols granulaires, selon différents systèmes de classification. Ces cartes illustrent des sols constitués de grains de tailles diverses, avec différents degrés d'angularité. Le limon et l'argile sont difficiles à différencier d'après la taille du grain, car les particules sont plus petites que ce qui peut être discerné à l'œil nu, et sont donc identifiables en fonction de leur comportement. Les limons se dispersent, offrent une faible résistance

au séchage et présentent une plasticité inférieure à celle des argiles. Les argiles ne se dispersent pas, offrent une résistance moyenne à élevée au séchage et une plasticité supérieure à celle des limons. Les estimations de la plasticité en fonction de la résistance au séchage figurent au tableau 7.70.

La description du sol inclut plus d'informations que la simple classification des sols et intègre certaines données comme la couleur, la teneur en eau, la consistance (résistance ou densité), la structure des sols (texture, lithologie) et d'autres caractéristiques difficiles à préserver. Les codes et normes des différents pays détaillent le format de description des sols. Bien que la nomenclature varie, une description est généralement constituée de la consistance, de la couleur, du constituant primaire suivi du constituant secondaire, en fonction de leur pourcentage relatif, de la taille de particule (fine, moyenne, grossière), du symbole de classification du sol, des constituants annexes, ainsi que toute autre observation (odeur, racines, matières organiques, etc.) et leur origine géologique. L'encadré 7.31 fournit un exemple de classification de sol.

Encadré 7.31 Exemple de classification (USCS) : SABLE limoneux (SM)	
Description	SABLE meuble, gris clair, limoneux (10-20 %) fin (SM), humide, trace de matières organiques, odeur, grains roulés, stratification (alluvions).

Il est essentiel que les qualificatifs (beaucoup, quelques, traces), lesquels peuvent être définis dans les différentes classifications nationales, soient compris de tous les intervenants pour garantir des descriptions homogènes. Les autres termes descriptifs peuvent compter un pourcentage estimé de chaque fraction granulaire entre parenthèses ou l'utilisation de qualificatifs de précision (légèrement, très).

L'ingénieur ou le géologue se rendant sur le terrain a intérêt à établir des aide-mémoire simples et plastifiés résumant le système de classification utilisé dans le cadre d'un projet. Les intervenants sur site doivent améliorer leurs compétences de classification visuelle en comparant leurs descriptions sur le terrain aux classifications en laboratoire. Il est intéressant que les coupes intègrent les descriptions d'origine des notes de terrain et les classifications en laboratoire.

Classification de tourbe et de sol organique

La tourbe représente un type de sol extrêmement important pour les digues, compte tenu de sa présence fréquente dans l'environnement alluvial et des questions qu'elle soulève en termes de tassement à long terme, de faible poids volumique, de résistance systématiquement faible et de potentiel de retrait. Des systèmes de classification spécialisés ont été élaborés pour procurer un meilleur niveau de détail des propriétés de la tourbe.

La description de la tourbe et d'autres sols organiques peut être réalisée selon le degré de décomposition, déterminé par la compacité et la teneur en fibres. L'échelle d'humification de Von Post (1922) est un système de classification botanique fondé sur la profondeur de l'échantillon, le type de tourbe, le degré d'humidification, la teneur en eau et la présence de résidus de bois. Dans la norme ISO 14688-1:2002, une classification est dégagée en fonction de la teneur en eau et de la teneur en fibres. La norme ASTM D4427-13 classe la tourbe en termes d'absorption d'eau (teneur en eau retenue), d'acidité, de teneur en cendres (après combustion), de composition végétale (botanique) et de teneur en fibres (déterminée par tamisage). Les trois systèmes de classification de la tourbe sont comparés au tableau 7.65.

Tableau 7.65 Comparaison des systèmes de classification de la tourbe

ISO 14688-1:2002		Échelle d'humidification de Von Post (1922)		ASTM D4427-13	
Classification	Description	Classification	Description	Classification	Description
Tourbe fibreuse	Structure fibreuse, structure végétale facilement reconnaissable, conserve une certaine résistance	H1 à H2	Tourbe peu ou pas décomposée Libère par compression de l'eau transparente à jaunâtre Les plantes restent facilement identifiables Aucun matériau amorphe présent La tourbe ne passe pas entre les doigts.	Fibreux	Tourbe contenant plus de 67 % de fibres.
Tourbe pseudo-fibreuse	Structures végétales reconnaissables – aucune résistance de matériau végétal apparent	H3	Tourbe (très) légèrement à modérément décomposée Libère soit de l'eau marron boueuse sans matériau amorphe ou de l'eau très boueuse avec de la tourbe granulaire amorphe filant entre les doigts une fois compressée.	Mésique	Tourbe contenant entre 33 et 67 % de fibres
		H4	Tourbe légèrement décomposée Les résidus végétaux sont légèrement pâteux.		
		H5	Tourbe modérément décomposée, structure végétale encore reconnaissable Le résidu est très pâteux.		
		H6	Tourbe assez décomposée, avec une structure végétale très indistincte.		
Tourbe amorphe	Pas de structure végétale visible, consistance molle	H7 à H10	Tourbe hautement à entièrement décomposée, avec beaucoup de matériau amorphe et structure végétale très vaguement à difficilement reconnaissable Une fois compressé, entre la moitié et pratiquement tout le matériau file sous forme de pâte relativement uniforme.	Saprique	Tourbe contenant moins de 33 % de fibres.
Gyttja	Plante décomposée et restes d'animaux Peut contenir des éléments inorganiques	Non défini		Non défini	
Humus	Résidus végétaux, organismes vivants et excréments ainsi qu'éléments inorganiques composant la couche végétale	Non défini		Non défini	

La teneur en matière organique du sol est associée à une masse volumique absolue inférieure, une compressibilité supérieure, une consolidation secondaire et un potentiel de retrait, ainsi qu'à des caractéristiques mécaniques médiocres. Ces propriétés défavorables justifient l'importance de la classification par la teneur en matière organique lors de l'étude de conception de la digue et l'évaluation de son comportement à long terme.

Plusieurs systèmes de classification (ASTM D2487–11 et ISO 14688-2:2004) procurent un moyen de classification des sols en fonction de la teneur en matière organique.

Le système de classification ASTM D2487–11 (2011) considère les sols organiques comme un sous-groupe des sols fins. Un sol est qualifié d'organique si sa limite de liquidité, déterminée à partir d'échantillons séchés à l'étuve et ré-humidifiés, est inférieure ou égale à 75 % de la limite de liquidité

initiale. Aux États-Unis, la mesure de la teneur en matière organique est réalisée par combustion. La définition du sol comme hautement organique ou comme tourbe est fonction de la teneur en matière organique, de sa couleur foncée et de son odeur organique. Les méthodes de détermination de la teneur en matière organique sont récapitulées au tableau 7.82.

La norme ISO 14688-2:2004 inclut la teneur en matière organique en tant que caractéristique principale utilisée dans la classification des sols. Les sols contenant entre 2 et 6 % de matière organique sont qualifiés de « faiblement organiques », tandis que ceux contenant de 6 à 20 % de matière organique sont qualifiés de « moyennement organiques ». Les sols dont la teneur en matière organique est supérieure à 20 % sont classés « fortement organiques ». Il n'existe aucun indicateur pour déterminer quand la teneur en matière organique est devenue suffisamment importante pour que les sols soient qualifiés de tourbe. Les tourbes sont classées en fonction du degré de décomposition, déterminé à l'état humide par leur compressibilité selon leur teneur en fibres (cf. tableau 7.65). L'intensité de l'odeur et de la couleur indique également la proportion de matière organique et doit donc être décrite.

7.8.3 Détermination des paramètres et méthodes géotechniques

Cette section fournit un aperçu des méthodes types pour estimer les paramètres géotechniques des sols intervenant dans le diagnostic des digues, ainsi que leurs applications et limites. Parmi les méthodes figurent des essais en laboratoire et *in situ*, ainsi qu'une indication de la manière dont les propriétés peuvent être estimées par corrélation avec d'autres propriétés de base. Les valeurs types des paramètres sont également présentées, le cas échéant. Les paramètres sont répartis entre les groupes suivants :

- propriétés physiques ;
- paramètres de compactage ;
- résistance au cisaillement ;
- déformabilité ;
- perméabilité ;
- érodabilité.

Lors du choix de la méthode à utiliser pour évaluer un paramètre, il faut prendre en considération :

- l'adéquation avec la phase d'étude, en tenant compte de la géométrie de la digue et du niveau de pertinence de la méthode par rapport à l'obtention du résultat pour l'évaluation des performances de la digue ;
- le degré de représentativité de l'échantillonnage par rapport au terrain ;
- les effets de la qualité d'échantillonnage sur la propriété à mesurer, notamment *via* d'autres facteurs comme le transport, la manipulation des échantillons et leur préparation ;
- la représentativité de la quantité du matériau à tester ;
- le temps réservé aux essais en fonction du calendrier de projet ;
- le budget alloué aux essais ;
- la précision des paramètres requise.

Les paramètres géotechniques obtenus par les essais ne doivent pas être exploités sans avoir été vérifiés et validés en lien avec d'autres données obtenues lors de l'étude. Les méthodes de validation peuvent inclure des comparaisons avec :

- l'expérience locale sur des sols similaires ;
- des valeurs types de la littérature avec une plage de données plus étendue ;
- des valeurs issues de corrélations avec des propriétés physiques, tenant compte des influences géographiques ;
- des méthodes d'essai alternatives ;
- des résultats d'essais *in situ* sur des matériaux similaires ;
- un historique du comportement et de la maintenance de la digue ;
- des données provenant d'études précédentes.

Les méthodes d'essai et procédures peuvent varier selon les pays et il faut donc se référer aux guides techniques et normes propres à chaque pays.

La détermination des paramètres géotechniques pour les dépôts anthropiques (formés de manière artificielle, non naturelle) et les tourbes peut être particulièrement problématique. Les points généraux à prendre en considération lors du traitement de ces matériaux sont repris au tableau 7.66.

Tableau 7.66 Exemples d'éléments à prendre en compte lors de la détermination des paramètres géotechniques de sols artificiels et de tourbe

Type de sol	Considérations
sol artificiel	<ul style="list-style-type: none"> il peut être hautement variable en composition, contenant des matériaux naturels et/ou artificiels ; certaines des matériaux peuvent comporter des particules de taille importante, lesquelles peuvent empêcher leur reconnaissance par sondages géotechniques et gêner la construction ; il peut contenir des contaminants, lesquels peuvent être mobilisés par les changements du niveau des eaux souterraines et l'écoulement causé par la construction de la digue ; il peut être sous-compacté et subir un tassement lorsqu'il est inondé par une crue ; lorsque le sol artificiel s'avère relativement uniforme, il peut être échantillonné et testé de la même manière qu'un sol naturel comparable. Les essais peuvent coûter davantage si les échantillons sont contaminés ; lorsque le sol artificiel est variable, il peut s'avérer judicieux de : <ul style="list-style-type: none"> entreprendre des essais <i>in situ</i> de manière à tester une masse de sol plus grande et plus représentative ; adopter des paramètres de dimensionnement prudents ; adopter des solutions techniques qui atténuent la dépendance à des paramètres critiques (par ex. perméabilité – installer une paroi étanche, permettant l'obstruction).
Tourbe	<ul style="list-style-type: none"> elle varie en composition entre une masse de matière organique relativement fraîche et une masse entièrement décomposée où aucun reste végétal n'est identifiable ; elle possède généralement une teneur en eau et une compressibilité élevées et une consolidation secondaire à long terme importante ; en séchant, elle perd en masse et en volume, en surface, elle est encline à l'oxydation et à la dispersion par le vent ; la mesure de la résistance à la rupture est problématique car les fibres de tourbe peuvent avoir pour effet de « renforcer » l'échantillon. Le protocole d'essai en laboratoire aux Pays-Bas établit que le comportement de la tourbe ne peut pas facilement être décrit <i>via</i> le modèle de cisaillement de Mohr-Coulomb ; le comportement de petits échantillons de tourbe fibreuse hétérogène testés en laboratoire n'est pas nécessairement représentatif du comportement <i>in situ</i> ; les très faibles contraintes effectives <i>in situ</i> de la tourbe ne peuvent pas être reproduites sur un appareillage de mesure de résistance au cisaillement en laboratoire classique (p. ex. cellules triaxiales) ; la contrainte de cisaillement tolérable constitue un élément important à prendre en compte. La tourbe mobilise une faible résistance au cisaillement sous de faibles déformations ; la résistance au cisaillement mesurée (contrainte totale et effective mesurée <i>in situ</i> ou en laboratoire) peut être élevée, notamment lorsque la tourbe est fibreuse. Il peut s'avérer judicieux d'entreprendre des essais de résistance au cisaillement mais d'adopter une approche pragmatique prudente pour évaluer la valeur caractéristique.

7.8.3.1 Propriétés physiques de base

Les propriétés physiques sont des caractéristiques de sol fondamentales qui définissent le comportement des sols composant la digue et la fondation. Elles servent à déterminer l'uniformité ou la variabilité d'un type de sol sur un site ou plusieurs sites, permettant ainsi d'extrapoler des propriétés géotechniques mesurées à des sols offrant des propriétés de base similaires. De nombreuses corrélations empiriques ont été développées au fil des ans, reliant des propriétés physiques à d'autres propriétés et comportements géotechniques. Parmi les propriétés physiques courantes attribuées aux digues figurent :

- la teneur en eau massique ;
- les limites d'Atterberg ;
- la granulométrie ;
- le poids volumique apparent ;
- le poids volumique absolu ;
- la teneur en sel ou salinité ;
- la teneur en carbonate ;
- la teneur en matière organique.

Elles peuvent être déterminées rapidement et à bas coût et n'exigent que des échantillons remaniés, à moins que les sols soient constitués de nombreuses textures ou sous-horizons spécifiques. Elles servent à classer les sols, le système de classification pouvant varier selon les pays (cf. section 7.8.2).

Teneur en eau

La teneur en eau massique (w) d'un sol est un paramètre clé qui détermine son comportement. Elle est généralement associée à d'autres paramètres, comme les limites d'Atterberg. Pour les digues, c'est un facteur prépondérant car, dans les sols cohésifs, elle contrôlera la résistance au cisaillement non drainé (cf. section 7.8.3.3), la compressibilité (cf. section 7.8.3.4) et le potentiel de retrait (cf. section 9.12.2). Elle régit également le degré de compactage pouvant être obtenu sur un sol pour une énergie de compactage donnée (cf. section 7.8.3.2) et constitue un facteur influençant le potentiel de liquéfaction (cf. section 8.8.4) et le comportement des sols granulaires en condition de saturation temporaire (cf. section 8.3.1).

Elle désigne la masse d'eau évaporée d'un sol par séchage à l'étuve (m_w) par rapport à la masse du sol sec (m_s). Elle est généralement exprimée en pourcentage.

$$w (\%) = 100 \times m_w / m_s \quad (7.71)$$

Lorsqu'un sol contient des particules grossières et que la teneur en eau doit être mise en rapport avec les limites d'Atterberg (déterminées à partir de la fraction fine - 0/400 μm) à des fins de corrélations empiriques, la teneur en eau doit être corrigée pour donner la teneur en eau équivalente de la fraction fine.

Les méthodes de détermination de la teneur en eau figurent au tableau 7.67.

Tableau 7.67 Méthodes de détermination de la teneur en eau

Méthode	Applications	Limites
Sonde de teneur en eau	<ul style="list-style-type: none"> mesure rapide sur site lors de travaux de terrassement. 	<ul style="list-style-type: none"> peu adaptée pour les sols granulaires grossiers avec peu ou pas de fines en contact avec la sonde ; contrôles préalables conseillés par séchage à l'étuve.
Sonde de densité nucléaire	<ul style="list-style-type: none"> mesure rapide sur site lors de travaux de terrassement. 	<ul style="list-style-type: none"> non adaptée en présence d'eau en surface ; contrôles préalables conseillés par séchage à l'étuve ; une méthode alternative peut être nécessaire pour prendre en compte le type de sol ou la composition du matériau ; les déterminations de teneur en eau en dessous de 75 à 100 mm de profondeur ne sont généralement pas précises.
Séchage à l'étuve entre 105 et 110 °C (certains pays autorisent le séchage à l'étuve entre 105 et 115 °C)	<ul style="list-style-type: none"> méthode de référence pour tous les sols. 	<ul style="list-style-type: none"> 16 à 24 heures avant que les résultats soient disponibles ; les sols avec minéraux contenant de l'eau de cristallisation (par ex. gypse) doivent être séchés à 80 °C ; les tourbes et sols organiques doivent être séchés à 60 °C pour éviter l'oxydation.
Accélééré : carbure de calcium	<ul style="list-style-type: none"> mesure rapide sur site lors des travaux de terrassement ; tout indiqué pour les sols granulaires. 	<ul style="list-style-type: none"> méthode approximative ; vérifier par séchage à l'étuve ; peu fiable dans les sols argileux ; teneur en eau par rapport avec la masse humide de sol plutôt qu'avec la masse sèche.
Bain de sable	<ul style="list-style-type: none"> mesure rapide sur site lors de travaux de terrassement. 	<ul style="list-style-type: none"> méthode approximative ; vérifier par séchage à l'étuve.

Méthode	Applications	Limites
Micro-ondes ou plaque	<ul style="list-style-type: none"> mesure rapide sur site lors de travaux de terrassement ; le micro-ondes offre une comparaison satisfaisante avec des mesures à l'étuve sur les sols fins. 	<ul style="list-style-type: none"> l'échantillon peut surchauffer ou chauffer de manière inégale ; conteneurs non métalliques (micro-ondes) ; source d'alimentation sur site requise (micro-ondes) ; inapproprié pour les sols organiques.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> contrôle du compactage lors de la construction d'une digue ; contrôle du retrait dans les sols argileux ; une teneur en eau élevée peut indiquer un sol meuble et/ou organique offrant une résistance au cisaillement faible/compressibilité élevée, ce qui entraîne des problèmes de stabilité/tassement et de retrait potentiels ; estimation des paramètres géotechniques des sols, en combinaison avec d'autres propriétés physiques, par corrélations empiriques. 		

Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont applicables aux sols fins (argiles/limons) ou pour la fraction fine (0/400 µm) d'un sol grossier. Elles déterminent les caractéristiques et le comportement d'un sol. Une plage de valeurs acceptables peut être définie comme adaptée pour la construction d'une digue.

Les limites d'Atterberg définissent l'étendue de teneurs en eau, généralement exprimées en pourcentages, pour lesquelles le sol se trouve à l'état plastique. Pour les teneurs en eau supérieures, soit au-delà de la limite de liquidité (w_l), un sol se comporte comme un liquide visqueux. Pour des teneurs en eau inférieures, soit en dessous de la limite de plasticité (w_p), le sol se comporte comme un solide. Ces limites varient généralement pour des sols d'origine géologique différente, reflétant leur teneur en argile, la minéralogie de l'argile, la capacité d'échange cationique et la teneur en matière organique.

La préparation des échantillons constitue une étape importante, les résultats pouvant être affectés par la méthode de séchage. Le séchage à l'air libre est à privilégier au séchage à l'étuve. Toutefois, la préparation d'un échantillon à une teneur en eau supérieure (à la valeur recherchée) constitue la méthode de prédilection, car elle minimise les risques de variations pouvant survenir lors de la détermination de la limite de liquidité lorsque l'échantillon sèche.

Les sols d'altération tropicaux sont particulièrement sensibles aux variations en fonction de la méthode de préparation des échantillons.

L'indice de plasticité (I_p) désigne la plage de teneurs en eau pour laquelle le sol se trouve à l'état plastique.

$$I_p = w_l - w_p \quad (7.72)$$

L' I_p d'un sol, combiné à la limite de liquidité, peut servir à déterminer un comportement comme le potentiel de retrait et de gonflement, le potentiel de fissuration (cf. section 9.12.2), l'angle de frottement effectif (cf. section 7.8.3.3) et la résistance à l'érosion (cf. section 7.8.3.6).

L'indice de liquidité (I_l) peut servir à obtenir une indication de la consistance ou de la résistance au cisaillement non drainé (cf. section 7.8.3.3) d'un sol. Il est rapporté sous forme de chiffre, « 0 » lorsque la teneur en eau naturelle est égale à la limite de plasticité, « 1 » lorsque la teneur en eau est égale à la limite de liquidité. À mesure que l' I_l augmente, la compressibilité du sol augmente et la résistance au cisaillement non drainé diminue.

$$I_l = (w - w_p) / I_p \quad (7.73)$$

L'activité argileuse offre une indication sur le lien entre limite de plasticité et fraction argileuse présente dans un sol (pourcentage de la fraction 0/2 µm) et dépend de la minéralogie de l'argile. Elle est rapportée sous forme d'un chiffre, une valeur élevée indiquant une influence forte de la fraction argileuse sur les propriétés du sol.

$$\text{Activité} = I_p / \text{fraction argileuse (0/2 } \mu\text{m)} \quad (7.74)$$

Le tableau 7.68 présente une description de l'activité argileuse d'un sol, ainsi que certaines argiles types associées. Les méthodes de détermination des limites de plasticité et de liquidité figurent au tableau 7.69. L'estimation de la plasticité fondée sur la résistance au séchage à l'air figure au tableau 7.70.

 Tableau 7.68 **Activité argileuse**

Description	Activité argileuse (argile type)
Argile inactive	< 0,75 (kaolinite)
Argile normale	0,75–1,25 (illite)
Argile active	1,25–2,00 (montmorillonite)
Argile hautement active	>2,00 (montmorillonite sodique)

 Tableau 7.69 **Méthodes de détermination des limites de plasticité et de liquidité**

Méthode	Applications	Limites
Limite de plasticité : rouleau de 3 mm de diamètre	<ul style="list-style-type: none"> méthode de référence pour la fraction fine 	<ul style="list-style-type: none"> une petite quantité de sol est utilisée, de sorte que la précision est capitale pour obtenir des résultats fiables ; la précision/répétabilité dépend de la compétence de l'opérateur.
Limite de liquidité : pénétromètre à cône en 4 points	<ul style="list-style-type: none"> méthode de référence pour la fraction fine 	<ul style="list-style-type: none"> une petite quantité de sol est utilisée, de sorte que la précision est capitale pour obtenir des résultats fiables.
Limite de liquidité : coupelle de Casagrande	<ul style="list-style-type: none"> méthode alternative acceptée 	<ul style="list-style-type: none"> les valeurs peuvent légèrement différer de celles obtenues à l'aide du pénétromètre à cône en 4 points ; un mauvais entretien et réglage de l'appareillage peut aboutir à des erreurs.
Limite de liquidité : pénétromètre à cône monopoint	<ul style="list-style-type: none"> lorsqu'une évaluation rapide est requise 	<ul style="list-style-type: none"> moins précis que la méthode en 4 points ; la conception de l'équipement varie selon les exigences des normes nationales et doit être prise en compte.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> classification des sols et évaluation de leur variabilité ; I_p peut servir d'outil de filtrage pour évaluer la compressibilité du sol et la résistance au cisaillement non drainé ; critères d'acceptabilité en vue d'une utilisation comme matériau de remblai ; estimation d'autres caractéristiques géotechniques, en combinaison avec d'autres propriétés physiques, par corrélations empiriques ; des sols avec un I_p élevé en surface des talus exigeront généralement plus d'entretien en raison de la fissuration du sol et de la stabilité de pente. 		

 Tableau 7.70 **Estimation de la plasticité en fonction de la résistance au séchage à l'air**
(d'après Sower, 1979)

Plasticité	I_p (%)	Résistance au séchage à l'air	Essai in situ de séchage à l'air
Non plastique	0 à 3	Très faible	Se casse facilement
Légèrement plastique	3 à 15	Légère	Facile à écraser avec les doigts
Moyennement plastique	15 à 30	Moyenne	Difficile à écraser avec les doigts
Hautement plastique	>30	Élevée	Impossible à écraser avec les doigts

Granulométrie

La granulométrie d'un sol détermine sa classification et l'acceptabilité de son utilisation en tant que matériau de remblai pour la construction de digues. Elle procure une indication de la perméabilité (cf. section 7.8.3.5), des caractéristiques de filtre, de la résistance à l'érosion (cf. section 7.8.3.6) et des caractéristiques de compactage (cf. section 7.8.3.2). Les méthodes types pour déterminer la granulométrie figurent au tableau 7.71.

Matériaux particulaires, les sols peuvent être constitués de particules de taille unique ou couvrant tout un spectre de tailles. La granulométrie correspond à la mesure du pourcentage massique de matériau présent dans le sol, inférieur ou supérieur à une taille spécifique déterminée, en faisant passer le sol à travers une série de tamis de mailles standard dans le cas de sols grossiers. Pour les sols fins, le pourcentage de diamètre équivalent des particules de la fraction fine est déterminé par l'application de la loi de Stokes à une suspension de sol à mesure que les particules du sol décantent sous l'effet de la gravité. La masse des particules du sol restant en suspension peut être déterminée soit par mesure directe sur un sous-échantillon de la suspension ou évaluée à partir de la densité de cette suspension. Ces essais ne sont normalement conduits que pour déterminer la distribution granulométrique de la fraction fine lorsque celle-ci est supérieure à 10 % de la masse du sol.

Une indication de la classification du sol peut être obtenue selon la courbe granulométrique en déterminant le coefficient d'uniformité (C_u) issu du rapport entre les tailles de grains pour lesquels sont obtenus 10 et 60 % de passant, d_{10} et d_{60} .

$$C_u = d_{60}/d_{10} \quad (7.75)$$

$C_u < 4$ à 6 sols tendant à être mal gradués ou uniformes

$C_u > 4$ à 6 sols tendant à être bien gradués

Tableau 7.71 Méthodes de détermination de la granulométrie

Méthode	Applications	Limites
Tamassage à sec – sols grossiers	<ul style="list-style-type: none"> évaluation quantitative de la distribution des grains des sols grossiers jusqu'à une taille de sable fin ; adapté aux essais courants sur site sur sols secs avec de petites quantités de fines. 	<ul style="list-style-type: none"> la présence de fines affectera les résultats et la méthode ne doit pas être utilisée, à moins qu'il soit montré qu'elle permette d'obtenir les mêmes résultats que le tamassage humide.
Tamassage humide – sols grossiers	<ul style="list-style-type: none"> évaluation quantitative de la distribution des grains des sols grossiers jusqu'à la taille de sable fin. 	<ul style="list-style-type: none"> difficilement utilisable sur site car nécessite un point d'eau ; plus de temps requis pour le trempage et le séchage du matériau lors de l'essai.
Pipette – sols fins	<ul style="list-style-type: none"> évaluation quantitative de la distribution des grains de la fraction fine pour les limons et argiles ; considéré comme la méthode principale comparée à la méthode par hydromètre. 	<ul style="list-style-type: none"> longue période requise pour la réalisation de l'essai équipement coûteux nécessaire non adapté pour les essais usuels sur site.
Hydromètre – sols fins	<ul style="list-style-type: none"> évaluation quantitative de la distribution des grains de la fraction fine pour les limons et argiles ; adapté pour les essais courants sur site. 	<ul style="list-style-type: none"> les résultats peuvent être moins précis qu'avec la méthode par pipette mais suffisamment précis à des fins d'ingénierie.
Tube d'accumulation visuelle – sables	<ul style="list-style-type: none"> analyse de sédiments à des fins d'étude morphologique. 	<ul style="list-style-type: none"> précision affectée par la granulométrie (plus faible en cas de concentration de sables grossiers) et lecture manuelle.
Tube d'extraction de fond	<ul style="list-style-type: none"> analyse de sédiments à des fins d'étude morphologique pour déterminer le taux de sédimentation peut être utilisé sur le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> la floculation peut compliquer la lecture ; les meilleurs résultats sont obtenus lorsque l'échantillon est testé avec de l'eau provenant du site de projet, saline ou autre.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> propriété physique de base lors de l'estimation des paramètres de perméabilité pour l'évaluation des écoulements dans la digue et les sols de fondation ; critères d'acceptabilité en vue d'une utilisation en matériau de remblai ; peut être utilisé comme critère de filtre pour mieux déterminer les essais à réaliser par la suite (adaptation du programme d'essais) ; potentiel de liquéfaction des sols de fondation ; morphologie des sédiments du lit ; vulnérabilité au développement de renard hydraulique ; implications sur la résistance mécanique du sol. 		

Poids volumique apparent

Le poids volumique apparent d'un sol peut servir à évaluer la qualité de compactage obtenue lors de la construction de la digue et constitue un indicateur, entre autres, de la vulnérabilité des sols de fondation à la liquéfaction. Il est également l'un des paramètres d'entrée lors de l'évaluation de la stabilité au glissement et du tassement d'une digue (cf. section 8.7). Les méthodes types pour déterminer le poids volumique apparent du sol figurent au tableau 7.72.

La masse volumique apparente (ρ) d'un sol désigne la masse du sol totale (m) divisée par le volume total (V) occupé par cette masse.

$$\rho = m/V \text{ (Mg/m}^3\text{)} \quad (7.76)$$

L'évaluation de la masse volumique apparente sèche d'un sol exige également la mesure de la teneur en eau massique (w) de la masse du sol. La masse volumique apparente sèche (ρ_d) peut être calculée de la manière suivante :

$$\rho_d = \rho / (1 + 0,01w) \text{ (Mg/m}^3\text{)} \quad (7.77)$$

Tableau 7.72 Méthodes de détermination de la masse volumique apparente

Méthode	Applications	Limites
Mesure d'échantillons de forme régulière	<ul style="list-style-type: none"> échantillons cylindrique (carottes) cohésifs ou roches dures. 	<ul style="list-style-type: none"> le remaniement des échantillons peut affecter les résultats.
Pesage dans l'eau	<ul style="list-style-type: none"> fragments intacts de forme irrégulière ne pouvant pas être mesuré. 	<ul style="list-style-type: none"> sols cohésifs et roches ; échantillon revêtu de paraffine pour éviter la pénétration d'eau, ce qui doit être pris en compte dans les calculs.
Sonde de densité nucléaire	<ul style="list-style-type: none"> mesure rapide sur site lors de travaux de terrassement ; sols fins, moyens et grossiers. 	<ul style="list-style-type: none"> non adapté en présence d'eau de surface ; uniquement applicable sur surface nue ; calibrage propre au matériau requis pour prendre en compte le type de sol ou la composition du matériau ; prouver l'adaptabilité en effectuant la comparaison avec une mesure au cône de sable.
Cône de sable	<ul style="list-style-type: none"> mesure sur site lors de travaux de terrassement ; sols fins, moyens et, avec un cylindre de coulée plus grand, grossiers. 	<ul style="list-style-type: none"> long et laborieux ; conditions sèches requises ; effondrement des excavations pour les sols non cohésifs ; formation requise ; des calibrages de surface doivent être réalisés sur le terrain.
Couronne-trépan	<ul style="list-style-type: none"> mesure sur site lors de travaux de terrassement au niveau des sols cohésifs exempts de sols grossiers. 	<ul style="list-style-type: none"> il faut utiliser l'équipement approprié pour introduire la couronne-trépan ; l'introduction de la couronne-trépan risque d'induire un compactage supplémentaire sur l'échantillon ; prouver l'adaptabilité en effectuant une comparaison avec un essai au cône de sable (ou substitut de sable).
Substitution par l'eau	<ul style="list-style-type: none"> mesure sur site lors de travaux de terrassement au niveau des sols grossiers et très grossiers. 	<ul style="list-style-type: none"> le diamètre de l'anneau utilisé doit être au moins cinq fois supérieur à la taille de la plus grande particule ; le côté et la base évidée doivent être lisses pour éviter que la membrane recouvre les irrégularités.

Méthode	Applications	Limites
SPT (cf. tableau 7.75)	<ul style="list-style-type: none"> évaluation <i>in situ</i> de la densité relative lors de sondages destructifs de sols non cohésifs. 	<ul style="list-style-type: none"> fondé sur des corrélations empiriques ; affecté par la méthode et le type de forage, surtout sous nappe ; correction appropriée des valeurs N de SPT requise lors de l'utilisation de corrélations empiriques.
CPT (cf. tableau 7.75)	<ul style="list-style-type: none"> évaluation <i>in situ</i> de la densité relative lors de sondages destructifs de sols non cohésifs. 	<ul style="list-style-type: none"> fondé sur des corrélations empiriques ; dilatation au niveau des sols non cohésifs fins influençant la résistance de pointe ; difficile de pénétrer les sols avec la présence de graves ou de particules de tailles importantes
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> contrôle du compactage lors de la construction d'une digue ; une masse volumique apparente sèche faible peut indiquer un sol meuble avec une résistance au cisaillement faible, ce qui entraîne de potentiels problèmes de stabilité ; les sols fins non cohésifs de faible masse volumique apparente sont enclins à la liquéfaction ; estimation des propriétés mécaniques des sols, en combinaison avec d'autres propriétés physiques, <i>via</i> des corrélations empiriques. 		

Certains poids volumiques apparents types de sols naturels sont reportés sous forme de tableau dans la norme BS 8002:1994. Les tableaux 7.73 et 7.74 présentent une sélection de valeurs types de poids volumiques apparents propres aux digues.

Tableau 7.73 Poids volumique apparent type de sols cohésifs

Matériau cohésif et consistance	Poids volumique apparent (kN/m ³)
Tourbe (très variable)	12,0
Argile organique	15,0
Argile meuble	17,0
Argile ferme	18,0
Argile raide	19,0
Argile très raide	20,0
Argiles d'origine glaciaire raide ou très raide	21,0

Tableau 7.74 Poids volumique apparent type des sols non cohésifs

Matériau non cohésif	Poids volumique apparent humide (kN/m ³)		Poids volumique saturé (kN/m ³)	
	Lâche	Dense	(kN/m ³)	Dense
Gravier	16,0	18	20,0	21,0
Sable bien gradué et gravier	19,0	21,0	21,5	23,0
Sable grossier ou moyen	16,5	18,5	20,0	21,5
Sable bien gradué	18,0	21,0	20,5	22,5
Sable fin ou limoneux	17,0	19,0	20,0	21,5
Enrochement	15,0	17,5	19,5	19,0

Les essais SPT et CPT peuvent fournir une indication de la densité relative des sols grossiers. La densité relative varie entre 0 et 100 %, 0 % représentant l'état le plus lâche du sol et 100 % l'état le plus dense. Une corrélation entre la densité relative, l'indice de densité, les valeurs N obtenues au SPT et la résistance de pointe obtenue au CPT, tel qu'exposé dans la norme BS EN 1997-2:2007, est résumée dans le tableau 7.75, mais les limites peuvent varier selon les pratiques et normes d'autres pays.

Tableau 7.75 Évaluation de la densité relative à partir des valeurs N au SPT et de la résistance de pointe au CPT

Densité relative	Indice de densité (%)	SPT (N_{60}) (nombre de coups tous les 300 mm)	Résistance de pointe au CPT (MPa)
Très meuble	0-15	0-3	0,0-2,5
Meuble	15-35	3-8	2,5-5,0
Moyen	35-65	8-25	5,0-10,0
Dense	65-85	25-42	10,0-20,0
Très dense	85-100	42-58	>20

Poids volumique absolu ou poids volumique des grains

Le poids volumique absolu γ_s ou la gravité spécifique (G_s) d'un sol ne sont normalement pas utilisés de manière indépendante. La gravité spécifique est utilisée avec d'autres propriétés physiques de base pour calculer les relations entre les différentes phases du sol comme l'indice des vides, le degré de saturation ou l'indice des vides d'air. Pour les digues, ces paramètres peuvent fournir une indication du potentiel de tassement et le degré de compactage obtenu.

Les valeurs de poids volumique absolu dépendent de la composition minéralogique des sols. Pour les sols contenant des sels solubles, l'essai peut être réalisé à l'aide de kérosène ou de *white spirit* à la place de l'eau.

La gravité spécifique désigne le rapport entre la masse volumique absolue du sol (ρ_s) et la masse volumique de l'eau (ρ_w) et n'a pas de dimension (cf. équation 7.78). Les méthodes types pour déterminer le poids volumique des grains figurent au tableau 7.76.

$$G_s = \rho_s / \rho_w \tag{7.78}$$

Tableau 7.76 Méthodes de détermination du poids volumique des grains

Méthode	Applications	Limites
Bouteille de densité (petit pycnomètre)	<ul style="list-style-type: none"> des sols fins aux sables. 	<ul style="list-style-type: none"> sols fins ; une petite taille d'échantillon testé exige un équipement de mesure de haute précision, coûteux.
Bouteille de gaz	<ul style="list-style-type: none"> tous les sols jusqu'aux graviers ; adapté à l'utilisation sur le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> sols dont la taille des particules n'excède pas 37,5 mm ; il faut s'assurer que tout l'air du sol a été éliminé par agitation.
Pycnomètre	<ul style="list-style-type: none"> utilisation sur site pour sols moyens à grossiers. 	<ul style="list-style-type: none"> non applicable aux sols dont la teneur en matière organique est élevée ; moins précis que les deux autres méthodes.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> valeurs généralement supposées ou mesurées, utilisées pour l'évaluation de la granulométrie (hydromètre) et de relations telles que l'indice des vides pour les essais œdométriques, de cisaillement triaxiaux et de compactage ; détermination de l'indice des vides et du pourcentage d'air occlus, qui peut être utilisé comme mesure de contrôle de compactage. 		

Un sol naturel contient des minéraux de différentes masses volumiques absolues et de différentes tailles. La méthode d'essai fournit donc une valeur moyenne représentative du sol. La valeur de la densité absolue type supposée pour la plupart des sols se situe dans une fourchette de 2,64 à 2,72. Le tableau 7.77 présente des valeurs types pour certains minéraux.

Tableau 7.77 Valeurs types de gravité spécifique pour différents minéraux

Minéral	Densité absolue
Montmorillonite	2,50–2,80
Kaolinite	2,60
Illite	2,66–2,72
Quartz	2,66
Silice	2,60
Tourbe	1,0 maximum

Teneur en sels ou salinité

Le comportement des argiles constituant le sol de fondation de la digue peut être modifié par la circulation d'un fluide interstitiel dont la composition varie au cours du temps, modifications induites par des processus de lessivage ou par la construction de la digue.

Les argiles peuvent s'être déposées dans un environnement salin. L'influence de la retenue d'eau créée par la digue peut aboutir à un lessivage progressif des sels par l'infiltration d'eau douce. Une baisse de la teneur en électrolyte de l'eau interstitielle peut entraîner une réduction de l'attraction entre les particules d'argile, une baisse de cohésion, de résistance, un risque de dispersion accrue et une réduction de la résistance à l'érosion.

La teneur en sels ou salinité peut être définie comme une masse de sel par litre d'eau interstitielle (NaCl g/l) ou comme un pourcentage par rapport à la masse sèche du sol. Le tableau 7.78 récapitule les méthodes types de détermination de la teneur en sels.

Tableau 7.78 Méthodes de détermination de la salinité

Méthode	Applications	Limites
Évaluation qualitative de la teneur en sels – sol/solution aqueuse testé(e) avec réactifs	<ul style="list-style-type: none"> essai préliminaire pour évaluer si la teneur en sels est négligeable ou non et si d'autres essais sont requis. 	<ul style="list-style-type: none"> évaluation non quantitative.
Rapport eau/sol de 2/1 (ou 1/1) pour les sels solubles dans l'eau	<ul style="list-style-type: none"> évaluation quantitative de la concentration en sels solubles dans l'eau ; adapté pour les sols cohésifs et non cohésifs. 	<ul style="list-style-type: none"> uniquement adapté pour les sols ayant été récemment en contact avec, ou immergés dans l'eau saline.
Extraction d'eau interstitielle de l'échantillon du sol par compression	<ul style="list-style-type: none"> adaptée pour les sols fins avec une teneur en eau supérieure ou égale à 14 %. 	<ul style="list-style-type: none"> généralement non applicable pour déterminer la teneur en sels solubles de l'eau interstitielle extraite des sols grossiers.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> instabilité par perte de résistance et érosion par dispersion. 		

L'argile peut être classée selon sa teneur en sels. Les intervalles de valeurs reportés au tableau 7.79 ont été utilisés dans un contexte agricole mais font office de point de référence.

Tableau 7.79 Classification de la salinité et limite acceptable conseillée

Description qualitative	Teneur en sels (mg/l)	Niveau acceptable (mg/l)
Non salin	0 à 300	< 4 000 ¹
Légèrement salin	300 à 5 000	
Hautement salin	> 5 000	

Note

¹ Taw (1996)

Teneur en carbonate

Les carbonates d'un sol peuvent faire office d'agent de cimentation et avoir une influence sur la résistance à l'érosion lorsque le sol accueille la construction d'une digue.

Généralement, les méthodes de détermination de la teneur en carbonate reposent sur la réaction d'effervescence du carbonate de calcium sous l'action de l'acide chlorhydrique (HCl). L'intensité de cette réaction peut être déterminée d'un point de vue qualitatif (visuel, sonore) ou quantitatif en évaluant le volume de CO₂ produit par la réaction. Ce gaz peut également être chassé par chauffage. Le tableau 7.80 expose des méthodes types de détermination de la teneur en carbonate.

Tableau 7.80 Méthodes de détermination de la teneur en carbonate

Méthode	Applications	Limites
Acide chlorhydrique dilué (10 % HCl)	<ul style="list-style-type: none"> indicateur relatif rapide utilisable sur le terrain ou en laboratoire (cf. tableau 7.81) ; pour établir si d'autres essais quantitatifs sont requis. 	<ul style="list-style-type: none"> évaluation qualitative uniquement.
Chambre de mesure de la teneur en carbonate de calcium – hausse de pression générée par 1 g de sol en réponse à l'HCl	<ul style="list-style-type: none"> indicateur quantitatif rapide utilisable sur le terrain ou en laboratoire. 	<ul style="list-style-type: none"> évaluation quantitative fondée sur la corrélation avec l'excès de pression généré par effervescence.
Perte de masse d'HCl – volume de CO ₂ dégagé par réaction avec le HCl	<ul style="list-style-type: none"> détermination en laboratoire. 	<ul style="list-style-type: none"> le calcul exige un étalonnage de pression et de température si l'essai n'est pas exécuté en conditions normalisées (20 °C et 760 mm Hg).
Perte de masse à l'allumage : échantillon chauffé à 800 °C en creuset	<ul style="list-style-type: none"> détermination en laboratoire. 	<ul style="list-style-type: none"> production énergétique élevée et essai de longue durée du fait que l'échantillon est chauffé et refroidi sur plusieurs cycles (4 jours).
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> une faible teneur en carbonate peut provoquer une réduction de la résistance à l'érosion et une diminution de résistance du sol utilisé pour constituer la digue . 		

Tableau 7.81 Évaluation qualitative de la teneur en carbonate

Description qualitative	Réaction visuelle et/ou sonore	Niveau acceptable (%)
Exempt de carbonate	Aucune réaction audible ou visible	< 25 ¹
Pauvre en carbonate	Réaction audible et non visible ou clairement avec explosions par effervescence	
Riche en carbonate	Réaction d'effervescence forte et prolongée	

Note

¹ Taw (1996)

Teneur en matière organique

L'environnement dans lequel les sols argileux se sont déposés peut avoir un impact sur la quantité de matières organiques qu'ils contiennent. La présence de matières organiques peut augmenter la limite de liquidité, la compressibilité et le potentiel de retrait/gonflement du sol, tout en réduisant la résistance à l'érosion par rapport à des sols inorganiques. Tous ces facteurs peuvent avoir une influence néfaste pour une utilisation dans la construction d'une digue.

Les sols organiques peuvent généralement être identifiés par leur odeur ou leur couleur gris foncé/noire. S'il reste un doute sur le fait qu'un sol est organique, la limite de liquidité peut être déterminée sur deux échantillons du sol, l'un ayant été séché et ré-humidifié, l'autre ayant été humidifié à partir de l'état naturel. En cas de différence en termes de limite de liquidité de plus de 25 à 30 %, le sol peut alors être

considéré organique. Toutefois, il faut noter que la présence de minéraux argileux comme l'halloysite peut aussi aboutir à une baisse de la limite de liquidité par séchage à l'étuve.

Il est courant de déterminer la teneur en matière organique directement *via* l'essai de perte au feu ou par la méthode de calcination. La température à laquelle l'essai est mené peut considérablement varier et les normes utilisées doivent être mentionnées. Le tableau 7.82 définit les méthodes types de détermination de la teneur en matière organique.

Tableau 7.82 Méthodes types de détermination de la teneur en matière organique

Méthode	Applications	Limites
Perte au feu – échantillon chauffé à 440 °C ou 750 à 800 °C en creuset pour brûler les matières organiques	<ul style="list-style-type: none"> plus adapté aux sols sableux avec peu ou pas d'argile ni de carbonate ; le seul traitement préalable requis est le séchage à l'étuve ; 440 °C est approprié pour tous les pourcentages de matières organiques et de tourbe ; 750 à 800 °C peut être plus approprié lorsque la tourbe est utilisée comme source pour la fabrication de carburant. 	<ul style="list-style-type: none"> la teneur en carbonate peut avoir un impact sur les résultats ; consommation énergétique élevée.
Méthode d'oxydation au peroxyde	<ul style="list-style-type: none"> détermination en laboratoire. 	<ul style="list-style-type: none"> le peroxyde d'hydrogène a un impact limité sur les végétaux non décomposés, comme les racines et les fibres ; long processus exigeant plusieurs cycles de chauffage, d'ébullition et de refroidissement du mélange peroxyde/sol, et pouvant exiger jusqu'à deux jours pour les sols très organiques.
Méthode d'oxydation au dichromate de potassium	<ul style="list-style-type: none"> détermination en laboratoire. 	<ul style="list-style-type: none"> les sols contenant des sulfates et des chlorures peuvent donner des résultats élevés, mais ces sels peuvent être éliminés avec un traitement préalable approprié ; méthode d'essai longue et complexe ; la valeur de la teneur en matière organique évaluée n'est pas absolue, mais adéquate pour les besoins de l'ingénierie.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> la teneur en matière organique a un impact néfaste sur les propriétés physiques et le comportement mécanique du sol. 		

La classification d'un sol en fonction de sa teneur en matière organique figure à la section 7.8.2.

7.8.3.2 Paramètres de compactage

L'essai de compactage Proctor fournit des informations sur la teneur en eau à laquelle le compactage le plus efficace peut être obtenu pour un sol et une énergie de compactage donnés. Il donne une référence pour spécifier et contrôler les travaux de terrassement lors de la construction de digues (*cf.* sections 9.13.2 et 10.4).

Le compactage consiste en la réduction des vides d'un sol. Il est estimé en terme de masse volumique apparente sèche (*cf.* section 7.8.3.1) du sol. Sous une énergie de compactage donnée, la masse volumique apparente sèche varie avec la teneur en eau. La masse volumique apparente sèche atteint un maximum pour une teneur en eau donnée. La masse volumique apparente sèche et la teneur en eau pour lesquelles ce maximum est obtenu s'appellent la masse volumique apparente sèche maximale (notée MDD en anglais, ρ_{dOP} en français) et la teneur en eau optimale (notée OMC en anglais, w_{OP} en français) (*cf.* figure 7.63). Le rapport entre la masse volumique apparente sèche sur le terrain et la masse volumique apparente sèche maximale du sol déterminée en laboratoire est généralement mentionné en pourcentage et appelé « densité relative ».

Lorsque le sol est cohésif, d'autres informations utiles peuvent être obtenues par cet essai :

- en préparant un échantillon à la teneur en eau naturelle du sol. Cela garantit que la plage des teneurs en eau couverte par l'essai englobe la teneur en eau du matériau à mettre en œuvre ;
- en mesurant la résistance au cisaillement non drainé de chaque échantillon compacté. Cela donne une indication sur la variation de la résistance au cisaillement non drainé du remblai compacté en fonction de la teneur en eau et peut permettre d'utiliser la résistance au cisaillement non drainé en tant que critère de contrôle à la place de la teneur en eau, et de garantir la stabilité du remblai lors de sa construction.

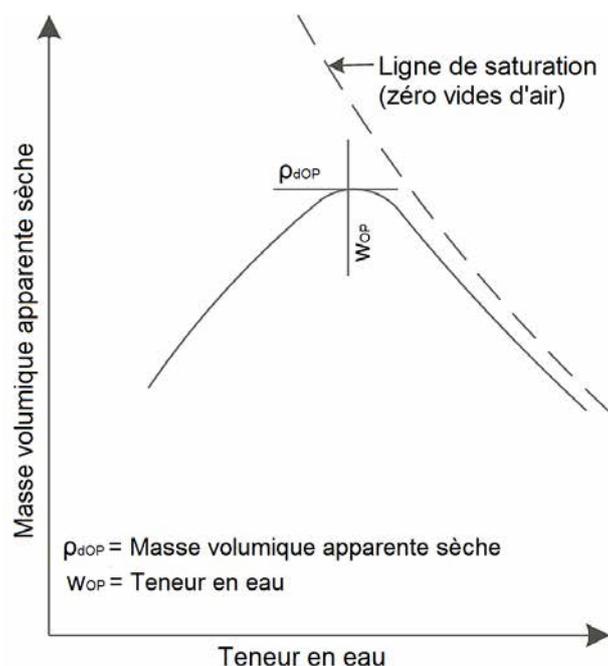


Figure 7.63 Courbe de compactage type d'un sol

Certains sols peuvent contenir des particules susceptibles d'être écrasées ou fragmentées lors du compactage. Il est alors nécessaire de préparer, à partir de l'échantillon initial, des échantillons à différentes teneurs en eau, de sorte que chaque échantillon ne soit compacté qu'une seule fois. Si le même échantillon a été réutilisé plusieurs fois, à différentes teneurs en eau, les caractéristiques du matériau vont alors progressivement changer. Ceci nécessite un échantillon initial de taille importante (cf. section 7.9.8.2).

L'acceptabilité d'un matériau cohésif pour la construction de digue dépend en partie de sa teneur en eau, car cela définit la résistance au cisaillement du matériau non drainé et le niveau de compactage relatif pouvant être obtenu. La mesure de la résistance au cisaillement non drainé peut être utilisée comme méthode indirecte de contrôle de la teneur en eau. Toutefois, la teneur en eau sert souvent de méthode de contrôle de construction sur site, et est comparée à d'autres propriétés du sol, comme la limite de plasticité et la teneur en eau optimale. Les propriétés d'un sol en termes de teneur en eau et de limite de plasticité peuvent considérablement varier à la fois localement et sur un site. Dans ces circonstances, le recours à la méthode de teneur en eau pour contrôler le site peut ne pas s'avérer pleinement satisfaisant. C'est surtout le cas lorsque le sol contient une fraction grossière en quantité variable, ce qui fausse la teneur en eau de la masse du sol. Ces questions sont résolues par l'essai de compactage en fonction de la teneur en eau (VCH) selon Parsons (1976).

Différentes procédures d'essais en laboratoire ont été développées pour représenter les différentes énergies de compactage générées par les compacteurs sur site et la nature des sols à compacter, tel qu'illustré au tableau 7.83. Le tableau 7.84 expose les valeurs types de masse volumique apparente sèche maximale et de teneur en eau optimale pour différents sols.

Tableau 7.83 Méthode de détermination des caractéristiques de compactage des sols

Méthode	Applications	Limites
Moule Proctor/CBR (énergie de compactage normale – dame de 2,5 kg)	<ul style="list-style-type: none"> sols argileux ; moule CBR utilisé pour les sols plus grossiers. 	<ul style="list-style-type: none"> Si > 30 % retenus sur un tamis de 20 mm, alors le sol est trop grossier pour être testé, les sables et graviers tendent à être déplacés par la dame au lieu d'être compactés.
Moule Proctor/CBR (énergie de compactage modifiée – dame de 4,5 kg)	<ul style="list-style-type: none"> en cas d'utilisation d'un matériel de compactage lourd ; sols argileux ; moule CBR utilisé pour les sols plus grossiers. 	<ul style="list-style-type: none"> Si > 30 % retenus sur un tamis de 20 mm, alors le sol est trop grossier pour être testé ; les sables et graviers tendent à être déplacés par la dame au lieu d'être compactés.
Marteau à vibration et moule CBR	<ul style="list-style-type: none"> sable et graviers. 	<ul style="list-style-type: none"> taille de particules maximale de 37,5 mm et moins de 30 % retenues sur un tamis de 20 mm.
Méthode de compactage de terrain monopoint : comparaison du résultat à un ensemble de courbes de compactage propres au site (Encadré 9.51)	<ul style="list-style-type: none"> procure une méthode rapide pour déterminer les valeurs ρ_{dOP} et w_{OP} à partir d'un essai monopoint sur un échantillon compacté côté sec de w_{OP} ; permet de déterminer le pourcentage de compactage obtenu sur le terrain à l'emplacement de l'essai de densité <i>in situ</i> ; utilisé lorsque les caractéristiques de compactage du sol sont variables. 	<ul style="list-style-type: none"> exige du personnel de terrain formé et un laboratoire implanté sur le site ; échantillon global requis au niveau de chaque essai de densité <i>in situ</i> pour établir des valeurs ρ_{dOP} et w_{OP} à partir de l'essai de compactage monopoint ; lorsque les caractéristiques de compactage du sol sont très variables, la projection d'un profil de courbe de compactage probable à partir d'un point unique peut être moins précise que la méthode à 2 points.
Méthode de compactage de terrain à 2 points : comparaison du résultat à une famille de courbes de compactage propres au site (Encadré 9.52)	<ul style="list-style-type: none"> procure une méthode rapide pour déterminer les valeurs ρ_{dOP} et w_{OP} à partir d'un essai à 2 points. sur des échantillons compactés côté sec de w_{OP} ; permet de déterminer le pourcentage de compactage obtenu sur le terrain à l'emplacement de l'essai de densité <i>in situ</i> ; utilisé lorsque les caractéristiques de compactage du sol sont variables. 	<ul style="list-style-type: none"> exige du personnel de terrain formé et un laboratoire implanté sur le site ; échantillon global requis au niveau de chaque essai de densité <i>in situ</i> pour établir les valeurs ρ_{dOP} et w_{OP} propres à un endroit à partir de l'essai de compactage à 2 points.
Essai de condition d'humidité (MCV) : coups de marteaux répétés jusqu'à compactage complet. Essai MCV lié à plusieurs coups entre n et 4n pour une pénétration de 5 mm du marteau	<ul style="list-style-type: none"> procure un contrôle des travaux de terrassement, indépendant de la teneur en eau et de la plasticité des sols cohésifs ; peut être lié à la traficabilité du matériel de terrassement. 	<ul style="list-style-type: none"> la détermination dans les sols granulaires est difficile et propice aux erreurs.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> contrôle de la qualité des travaux de terrassement lors de la construction d'une digue ; un sous-compactage risque d'aboutir à des problèmes de stabilité potentiels, au tassement sous poids propre ou un effondrement en cas d'inondation par l'eau et lors d'un séisme, à une perméabilité accrue, une résistance à l'érosion réduite et des contraintes d'entretien supérieures. 		

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 7.84 Valeurs types de masse volumique apparente sèche maximale et de teneur en eau optimale à énergie de compactage normale pour certains types de sols

(Carter et Bentley, 1991)

Type de sol	Plage de masse volumique apparente sèche maximale (kg/m ³)	Plage de teneur en eau optimale (%)
Mélange de graviers de sable		
Bien gradué et propre	2000–2150	11-8
Mal gradué et propre	1850–2000	14-11
Bien gradué avec faible teneur en limon	1900–2150	12-8
Bien gradué avec faible teneur en argile	1850–2000	14-9
Sable et sols sableux		
Bien gradués et propres	1750-2100	16-9
Mal gradués avec faible teneur en limon	1600-1900	21-12
Bien gradués avec faible teneur en limon	1750-2000	16-11
Bien gradués avec faible teneur en argile	1700–2000	19-11
Sols fins à faible plasticité		
Limons	1500–1900	24-12
Argiles	1500–1900	24-12
Limons organiques	1300–1600	33-21
Sols fins à plasticité élevée		
Limons	1100-1500	40-24
Argiles	1300-1700	36-19
Argiles organiques	1050-1600	45-21

7.8.3.3 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des sols de fondation sur lesquels la digue est construite et les matériaux à l'origine de leur formation constituent des paramètres clés devant être définis pour garantir la stabilité de la digue lors de sa construction et une fois en service.

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de la contrainte effective entre les particules du sol composant le squelette de ce dernier. En conditions entièrement drainées ou sèches, la charge est transmise aux particules du sol, ce qui entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement proportionnelle à la charge appliquée, une contraction et aucune augmentation de la pression interstitielle de l'eau. Dans un sol saturé, non drainé, l'augmentation de la charge appliquée au sol est reprise par l'eau interstitielle, ce qui induit une augmentation de la pression d'eau interstitielle, sans contraction ni augmentation de la contrainte effective appliquée aux particules du sol. En conséquence, il n'y a pas d'augmentation de la résistance au cisaillement du sol. Dans le cas d'un sol partiellement saturé chargé, non drainé, une partie de la charge appliquée est reprise par la pression interstitielle de l'eau et une autre par les particules du sol. En conséquence, il est observé une augmentation de la résistance au cisaillement ainsi qu'une contraction du sol à mesure que les vides se compriment et que l'air se dissout dans l'eau interstitielle. Avec l'augmentation de la charge appliquée, le sol finit par devenir entièrement saturé et se comporte comme un sol saturé non drainé.

Bien que certains sols affichent un comportement visco-élastique non linéaire complexe, pour la plupart des applications pratiques, de simples modèles linéaires suivant une théorie élasto-plastique indépendante du temps sont utilisés pour modéliser la relation contrainte-déformation des sols, c'est à dire que le sol est censé avoir un comportement élastique linéaire jusqu'à la limite d'élasticité, puis se comporter de manière totalement plastique.

Le modèle le plus couramment utilisé pour représenter la résistance du sol est le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le critère de Mohr-Coulomb peut être écrit sous la forme :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (\text{pour un sol sec}) \quad (7.79)$$

$$\tau = (\sigma_n - u) \tan \phi + c \quad (\text{pour un sol saturé ou partiellement saturé}) \quad (7.80)$$

où :

τ = résistance au cisaillement à la rupture

σ_n = contrainte normale sur le plan de rupture

u = pression d'eau interstitielle

ϕ et c = paramètres de résistance définissant l'angle de frottement et la cohésion

Il est à noter que ϕ et c ne sont pas des propriétés intrinsèques du sol, mais des paramètres utilisés pour représenter le modèle linéaire définissant l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb. Toutefois, l'enveloppe de rupture réelle peut être non linéaire (cf. figure 7.64).

Le comportement contrainte-déformation d'un sol à l'état plastique désigne la contraction ou la dilatation (cf. figure 7.65), autrement dit une augmentation ou une diminution de la résistance avec la déformation plastique selon la nature et les conditions de contrainte initiale du sol. Les sables denses et les argiles surconsolidées sont des sols dilatants, dont le volume augmente lorsqu'ils sont déformés au-delà de leur pic de résistance au cisaillement (ϕ_p), et dont la résistance diminue jusqu'à un état limite connu comme indice des vides critique ou comme un état complètement adouci, ϕ_{cv} . Les sables lâches et les argiles normalement consolidées sont des sols contractants, dont le volume se réduit, et dont la résistance augmente avec leur contraction. Leur pic de résistance correspond à ϕ_{cv} . Il survient généralement à environ 10 à 20 % de déformation. Dans le domaine des grandes déformations, généralement deux fois plus importantes que celles requises pour atteindre ϕ_{cv} , f diminue alors jusqu'à atteindre un état résiduel, ϕ_r . Concernant les sols cohésifs, ϕ_r est habituellement plusieurs degrés en dessous de ϕ_{cv} . Pour les sols non cohésifs, ϕ_r est généralement égal à ϕ_{cv} .

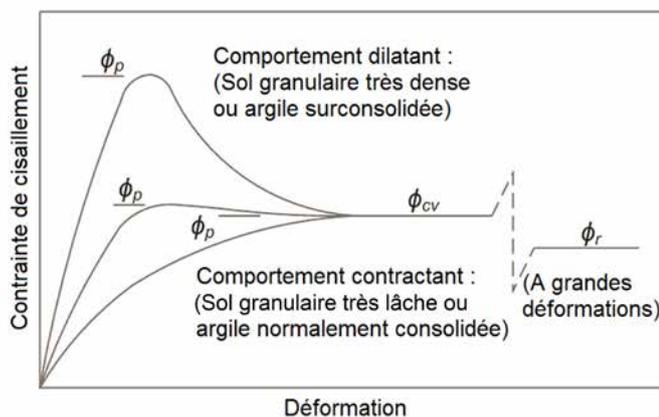


Figure 7.64 Comportement en contrainte-déformation des sols

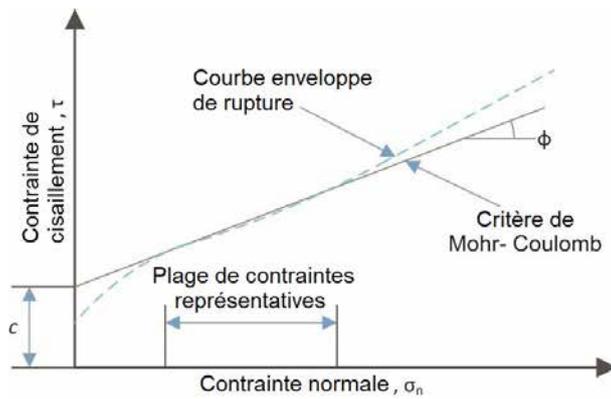


Figure 7.65 Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb

Pendant la construction d'une digue, des travaux de confortement, ou lors d'une crue entraînant un rapide changement des conditions de chargement, les sols cohésifs peuvent se comporter comme des sols non drainés. Pour les sols non cohésifs, des conditions drainées s'appliquent sous un chargement à court terme. À plus long terme, dans des conditions relativement stables, les sols peuvent être considérés en conditions drainées et les paramètres de cisaillement effectifs sont applicables.

Lorsque des déplacements notables sont survenus au sein du corps de digue et/ou des sols de fondation, résultant de la rupture complète ou partielle de la digue, et que des plans de cisaillement préférentiels se sont développés au sein de la masse du sol (cela peut survenir après une rupture lors de la construction ou d'un tremblement de terre), alors la résistance au cisaillement drainé (ϕ_r) ou non drainé (c_{ur}) résiduels du sol doit être prise en compte lors du dimensionnement des travaux de confortement.

Résistance au cisaillement non drainé

La résistance au cisaillement d'un sol cohésif non drainé est une propriété qui dépend d'un certain nombre de facteurs. Certains des facteurs clés sont énumérés ci-dessous et abordés de manière plus détaillée au tableau 7.85 :

- méthode d'essai ;
- orientation du plan de cisaillement par rapport à la structure du sol ;
- remaniement de l'éprouvette ;
- taux de cisaillement de l'échantillon ;
- taille de l'échantillon ;
- histoire géologique ou chemin de contraintes.

Tableau 7.85 Facteurs affectant la résistance au cisaillement non drainé

Facteur d'influence	Discussions
Méthode d'essai	<ul style="list-style-type: none"> • différentes méthodes d'essai imposent différentes conditions aux limites sur le sol lors du cisaillement et amènent le plan de cisaillement à se développer dans une direction définie ; • les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé mobilisées dans différentes directions peuvent être mesurées en laboratoire <i>via</i>, par exemple, des essais de compression triaxiale (TC), cisaillement direct (DS) et extension triaxiale (TE). La pertinence de ces méthodes d'essai en laboratoire pour les modes de cisaillement sous une digue est exposée à l'encadré 7.33. Généralement, l'amplitude relative des résistances mesurées avec ces méthodes suit l'ordre $TC > DS > TE$ pour un échantillon de sol donné. La résistance mesurée au scissomètre, après correction, est censée représenter la résistance au cisaillement moyenne mobilisée le long d'une surface de cisaillement développée en dessous d'une rupture de remblai.
Orientation du plan de cisaillement par rapport à la structure du sol	<ul style="list-style-type: none"> • un sol peut avoir différentes résistances au cisaillement selon la direction du plan de cisaillement par rapport à la structure du sol et selon le mode de cisaillement. Cela s'explique par l'anisotropie géométrique (ou texture du sol) issue de l'évolution sédimentaire et de l'anisotropie des contraintes dues à l'histoire des dépôts et des contraintes.

Facteur d'influence	Discussions
Remaniement de l'éprouvette	<ul style="list-style-type: none"> si une éprouvette est remaniée lors de l'échantillonnage, du transport au laboratoire ou de la préparation de l'essai, la résistance au cisaillement non drainé mesurée sera inférieure à la valeur <i>in situ</i>. C'est pourquoi des échantillons de haute qualité sont requis (cf. section 7.9.8.1) avec des mesures d'atténuation du remaniement (cf. tableau 7.158). Ces facteurs sont particulièrement importants pour les sols cohésifs et les sols meubles (faible résistance). Pour des échantillons de bonne qualité, la déformation au moment de la rupture sera, en règle générale, inférieure à environ 6 %.
Vitesse de cisaillement	<ul style="list-style-type: none"> la résistance au cisaillement non drainé sera inversement proportionnelle au temps pour parvenir à la rupture. Cela doit être pris en compte lors de l'application des résultats d'essais sur site ou en laboratoire, lesquels prennent environ dix minutes à réaliser, comparé à une vitesse de chargement de plusieurs semaines ou plusieurs mois sur le terrain lors de la construction d'une digue. À chaque baisse logarithmique du taux de déformation, cela correspond à une réduction d'environ 10 % de la résistance au cisaillement non drainé ; la résistance au cisaillement non drainé des sols en conditions de chargement rapide doit être évaluée <i>via</i> des essais non drainés adaptés à la condition de chargement <i>in situ</i> (comme des essais monotoniques ou cycliques) ; un chargement cyclique peut aboutir à une réduction de la résistance au cisaillement non drainé. Lorsque les déformations cycliques correspondent à moins de la moitié de la déformation à la rupture en condition statique, la réduction de la résistance au cisaillement non drainé est minime.
Taille d'éprouvette	<ul style="list-style-type: none"> la taille de l'éprouvette d'essai peut avoir un impact sur la résistance au cisaillement non drainé, le risque de remaniement diminuant avec l'augmentation de la taille de l'échantillon. Les échantillons plus grands seront plus représentatifs de la masse du sol en termes de texture du sol et, pour les argiles raides surconsolidées, de la répartition des fissures ; les bords et extrémités d'un échantillon sont sujets au remaniement le plus marqué. Les échantillons plus grands permettent de préparer des éprouvettes plus représentatives, à partir des tronçons moins remaniés de l'échantillon, par découpage manuel.
Historique géologique ou chemins des contraintes	<ul style="list-style-type: none"> les contraintes antérieures subies par le sol peuvent avoir un impact sur sa résistance au cisaillement non drainé, ce qui peut être pris en compte en termes de contrainte effective <i>in situ</i> et de taux de surconsolidation (défini à la section 7.8.3.4) ; les sols n'ayant pas connu un état de contrainte effective supérieur à la présente contrainte effective <i>in situ</i> sont considérés comme normalement consolidés. Autrement, et de manière plus courante, ils sont légèrement surconsolidés à la suite de plusieurs facteurs, notamment la compression secondaire, les variations du niveau des eaux souterraines et la dessiccation en surface. Concrètement, ces argiles sont généralement des dépôts récents très mous à fermes sur lesquels de nombreuses digues sont construites. Lorsqu'une croûte desséchée plus solide est présente, la couche de surface surconsolidée peut aussi faire office de source de matériau d'emprunt pour la construction des digues ; lorsqu'il a été retiré du sol une couche importante (retrait de surcharge), la précédente contrainte effective <i>in situ</i> maximale sera bien supérieure à la condition présente et le sol peut être considéré fortement surconsolidé. Concrètement, ce sont généralement les dépôts les plus denses, raides à très raides, qui composent la couche lithologique sous-jacente et constituent une source de matériau d'emprunt pour la construction des digues.

Les mesures de la résistance au cisaillement non drainé peuvent être obtenues à partir d'essais *in situ* ou d'essais en laboratoire. Des essais *in situ* peuvent être intégrés dans le programme d'investigation du site et sont généralement moins onéreux comparés aux essais en laboratoire, lesquels incluent les exigences d'échantillonnage associées. Des essais *in situ* peuvent aussi procurer une évaluation de la répartition de la résistance au cisaillement non drainé entre différentes formations lithologiques, laquelle peut être affinée *via* un programme d'essais en laboratoire sur des couches présentant un intérêt notable.

Les essais en laboratoire portant sur la résistance au cisaillement non drainé requièrent généralement un échantillon de grande qualité, de classe 1 (cf. section 7.9.8.1). Les conditions dans lesquelles les éprouvettes sont testées doivent correspondre aux conditions rencontrées sur le terrain ou envisagées. Le tableau 7.86 résume certains essais types en laboratoire pouvant servir à évaluer la résistance au cisaillement non drainé.

Tableau 7.86 Exemples de méthodes *in situ* et en laboratoire pour l'évaluation de la résistance au cisaillement non drainé

Méthode	Applications	Limites
Essai scissométrique sur site (par fonçage ou battage) : <ul style="list-style-type: none"> 55 mm de diamètre sur 110 mm ; 65 mm de diamètre sur 130 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> évaluer la résistance au cisaillement non drainé pour les argiles de très molles à fermes ; plusieurs essais peuvent être conduits pour obtenir le profil vertical de résistance en fonction de la profondeur ; développer des corrélations propres au site <i>via</i> d'autres formes d'essai <i>in situ</i>, notamment le CPT ; le scissomètre peut être foncé ou battu dans le terrain sans forage préalable. 	<ul style="list-style-type: none"> risque de surestimer la résistance au cisaillement des argiles très molles de plasticité élevée et exige l'application d'un facteur de correction pour réduire la cohésion non drainée mesurée (cf. encadré 7.32) ; non fiable si des particules grossières ou des matières fibreuses sont présentes ; attribue une même résistance au cisaillement sur toute la surface d'emprise du cylindre ; les obstacles de type blocs limitent la profondeur de pénétration du scissomètre ; calibrage régulier requis au moins annuellement et avant le début de chaque projet important ; peut se révéler peu fiable dans les argiles sableuses et les limons à cause des effets du drainage partiel.
Scissomètre manuel : <ul style="list-style-type: none"> 19 mm de diamètre sur 29 mm 33 mm de diamètre sur 50 mm Pales de cisaillement : <ul style="list-style-type: none"> différentes tailles 	<ul style="list-style-type: none"> évaluation sur le terrain au niveau des parois de fouilles à la pelle, de blocs intacts de sol extraits de fouilles à la pelle, à l'extrémité de carottes et lors des travaux de terrassement, dans la zone d'emprunt et dans le remblai compacté. 	<ul style="list-style-type: none"> petit volume de sol testé ; la résistance au cisaillement peut être évaluée par relevé direct ou par calcul en fonction de la surface de la carotte de sol cisailée ; peut se révéler peu fiable dans les argiles sableuses et les limons à cause des effets du drainage partiel.
Scissomètre de laboratoire : <ul style="list-style-type: none"> 12,7 à 25,4 mm de diamètre et rapport longueur/diamètre de 1/1 ou 1/2 	<ul style="list-style-type: none"> peut servir à déterminer la résistance des sols trop mous pour les extruder et/ou permettre la préparation d'éprouvettes pour d'autres essais de résistance en laboratoire ; des échantillons peuvent être testés tout en restant dans la gaine de prélèvement. 	<ul style="list-style-type: none"> petit volume de sol testé ; le mini-scissomètre de laboratoire est uniquement adapté pour les sols mous ; peut se révéler peu fiable dans les argiles sableuses et les limons à cause des effets de drainage partiel.
Pénétromètre de poche : <ul style="list-style-type: none"> tige de 6,3 mm de diamètre enfoncée pour pénétrer à hauteur du repère sur la sonde 	<ul style="list-style-type: none"> évaluation préliminaire rapide au niveau des parois de fouille à la pelle, de blocs intacts de sol extraits de fouille à la pelle, à l'extrémité de carottes et lors des travaux de terrassement, dans la zone d'emprunt et dans le remblai compacté ; aide à la classification sur le terrain des sols cohésifs. 	<ul style="list-style-type: none"> ne remplace pas les essais normalisés en laboratoire ; couche superficielle du matériau testée. La surface doit être fraîche et exempte d'obstacles ; les échelles sur certains pénétromètres donnent un relevé direct de la résistance au cisaillement (c_u), d'autres une résistance à la compression simple équivalente à $2c_u$; peut se révéler peu fiable dans les argiles sableuses et les limons à cause des effets de drainage partiel l'équipement peut être difficile à étalonner et calibrer.
Standard Penetration Test (SPT)	<ul style="list-style-type: none"> procure une estimation initiale de la résistance au cisaillement non drainé en fonction de corrélations empiriques. 	<ul style="list-style-type: none"> les données peuvent être trompeuses lorsque des obstacles ou des bancs plus durs sont rencontrés ; les estimations sont sensibles à l'équipement non standardisé et aux méthodes d'essai utilisées ; les corrélations doivent être traitées avec précaution pour les argiles molles ; une correction appropriée des valeurs N de SPT est requise lors de l'utilisation de corrélations empiriques (cf. encadré Avertissement).

Méthode	Applications	Limites
Cone Penetration Test (CPT) – sondage au pénétromètre statique	<ul style="list-style-type: none"> ● procure un profil continu des conditions de subsurface et une indication de la texture du sol si les pressions d'eau interstitielle sont mesurées ; ● des corrélations publiées disponibles pour estimer la classification du sol et la résistance non drainée ; ● des corrélations propres au site peuvent être développées avec d'autres formes d'essais, notamment l'essai scissométrique de terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> ● les facteurs de corrélation peuvent varier selon la géologie locale et exigent des sondages de confirmation et des données d'essai pour développer des corrélations propres au site ; ● les obstacles peuvent limiter la pénétration ; ● la désaération satisfaisante de l'élément filtrant du piézocône peut être problématique et conduire à un risque de profil de réponse d'eau interstitielle « plat » ; ● la désaturation du piézocône peut survenir dans les sols desséchés ou gazeux.
Pressiomètre Ménard et autres	<ul style="list-style-type: none"> ● procure un module de déformation, la pression de fluage et la pression limite ; ● estimation de la résistance au cisaillement non drainé des sols argileux en fonction de corrélations publiées ; ● principalement utilisé pour la conception des fondations. 	<ul style="list-style-type: none"> ● le forage et l'instabilité de la paroi du forage préalable peuvent donner de faibles résultats ; ● dans les sols meubles, le diamètre du forage peut diminuer avant l'insertion du pressiomètre ; ● les corrélations avec la résistance au cisaillement dépendent de l'état de consolidation du sol ; ● la direction du chargement est horizontale, ce qui peut ne pas correspondre à la direction de charge sur le terrain.
Essai de cisaillement direct	<ul style="list-style-type: none"> ● simple et rapide ● les essais non drainés rapides sur l'argile prennent moins de vingt minutes, donc pratiquement aucune consolidation ; ● l'enveloppe de rupture est pratiquement horizontale ($\varphi_u = 0^\circ$) ; ● adapté aux échantillons avec un plan de cisaillement défini. 	<ul style="list-style-type: none"> ● ne peut pas mesurer la pression interstitielle ou contrôler le drainage ; ● la direction de cisaillement peut s'écarter du plan le plus fragile ; ● concentrations de contraintes aux limites d'échantillon ; ● les chemins de contraintes et la rotation de la direction de la contrainte principale ne sont pas contrôlés ; ● l'enveloppe de rupture peut être incurvée pour des argiles surconsolidées.
Essai de cisaillement simple ou pur	<ul style="list-style-type: none"> ● minimise les concentrations de contraintes en développant un état de contrainte assez homogène dans l'éprouvette. 	<ul style="list-style-type: none"> ● la complexité de l'essai exige un technicien de laboratoire aguerri ● ne mesure pas la pression d'eau interstitielle ● pas de contrôle des chemins des contraintes.
Essai de compression non confiné	<ul style="list-style-type: none"> ● simple et rapide ; ● équipement portable adapté à une utilisation sur site. 	<ul style="list-style-type: none"> ● l'échantillon étant ouvert à l'air, la préparation et la manipulation d'éprouvettes très meubles peuvent s'avérer problématiques.
Essai triaxial : non drainé non consolidé (UU)	<ul style="list-style-type: none"> ● essai rapide ; ● le plan de cisaillement suit le plan incliné le plus fragile dans l'éprouvette. 	<ul style="list-style-type: none"> ● part du principe que les conditions de l'eau interstitielle générées lors de l'essai sont semblables à celles sur le terrain ; ● les échantillons partiellement saturés connaissent une consolidation lors de l'essai qui est difficile à contrôler et à faire correspondre aux conditions du terrain. En conséquence : $\varphi_u \neq 0^\circ$.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> ● évaluation de la stabilité de la digue lors des activités de construction, par exemple des travaux d'amélioration ou la construction d'une nouvelle digue ; ● contrôle qualité du matériau d'emprunt ; ● évaluation des performances d'une digue existante soumise à un changement rapide de charge externe, ce qui aboutit à une charge non drainée. 		

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Avertissement

Essai *in situ* – Standard Penetration Test (SPT) – N , N_{60} ou $(N_1)_{60}$

Il existe plusieurs moyens par lesquels les valeurs N de SPT peuvent être rapportées et utilisées conjointement à des corrélations empiriques :

- valeur N : décompte de coups relevé directement sur le terrain ;
- valeur N_{60} : décompte de coups relevé directement sur le terrain, normalisé à un rendement de marteau de 60 %. Il est important de décrire le système de marteau utilisé pour le SPT, ainsi que son efficacité énergétique, le cas échéant, de sorte que les valeurs N puissent être normalisées ou corrigées selon une efficacité de marteau standardisée pour permettre la comparaison directe des valeurs N déterminées à l'aide d'un autre équipement de terrain et de systèmes de contrôle de l'énergie de frappe du marteau. Certains pays utilisent un système de poulie et de portique ou d'autres systèmes qui dépendent en grande partie de l'opérateur. Toutefois, les systèmes de marteau automatisés sont aujourd'hui bien plus courants et plus efficaces pour transmettre l'énergie du marteau dans le sol, ce qui peut aboutir à un décompte de coups inférieur (valeurs N) comparé à celui des systèmes de marteau plus anciens. Les systèmes de marteau plus anciens peuvent afficher une efficacité de transmission d'énergie d'environ 60 % et ont constitué la base de nombreuses corrélations empiriques utilisées aujourd'hui ;
- valeur $(N_1)_{60}$: décompte de coups relevé sur le terrain, normalisé à un rendement de marteau de 60 % et une pression de surcharge effective de 100 kPa. Pour un sol granulaire donné, la résistance de pénétration est également proportionnelle à la résistance du terrain, laquelle dépend de la contrainte effective principale, elle-même liée à la contrainte effective verticale et au taux de surconsolidation. Certaines corrélations ont été développées, lesquelles exigent l'utilisation de la valeur $(N_1)_{60}$, par exemple pour l'évaluation de la liquéfaction.

Cela peut évidemment conduire à une grande confusion et, par extension, à des erreurs lors de l'utilisation de valeurs N de SPT pour évaluer les propriétés du sol par corrélations empiriques si les valeurs N de SPT rapportées ne sont pas compatibles avec les valeurs N de SPT servant à développer la corrélation empirique.

Clayton (1995) fournit un commentaire sur le SPT, lequel décrit la manière dont les corrections ci-dessus peuvent être réalisées. Il comprend également un tableau (tableau 9) qui résume les facteurs de correction généralement requis lors de l'évaluation de divers paramètres de sol par corrélations empiriques. Pour les propriétés du sol appropriées aux digues, les valeurs N peuvent être rapportées ainsi :

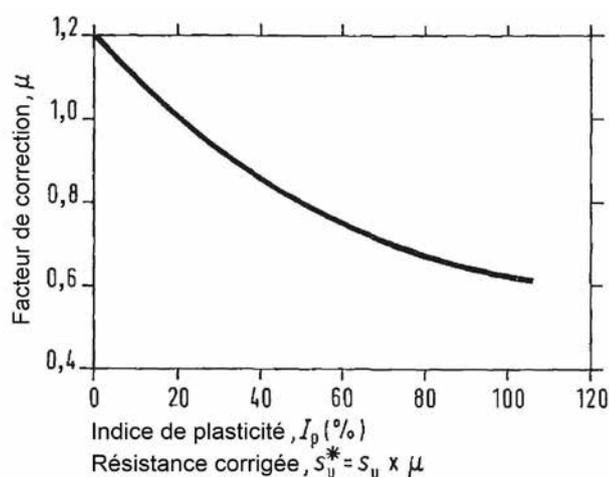
angle de frottement effectif (ϕ')	$(N_1)_{60}$
résistance au cisaillement non drainé (C_u)	N_{60}
module élastique non drainé (E_u)	N_{60}
coefficient de compressibilité volumique (m_v)	N_{60}

Toutefois, l'utilisateur devrait être satisfait du fait que les valeurs N de SPT rapportées sont appropriées lors de leur utilisation pour évaluer des propriétés du sol par corrélations empiriques.

Certains tableaux détaillant les corrélations entre les paramètres du sol et les valeurs N de SPT sont inclus à la section 7.8.

Encadré 7.32

Facteur de correction de Bjerrum pour la résistance au cisaillement mesurée au scissomètre de terrain



Bjerrum (1972) a analysé un grand nombre de ruptures de talus sur une surface de glissement circulaire et des résistances de cisaillement non drainé mesurées à l'aide d'un scissomètre de terrain. Les résultats ont été tracés en fonction de l'indice de plasticité des sols et ont montré que, dans les argiles de plasticité élevée, la résistance au cisaillement non drainé mobilisée était inférieure à celle mesurée par le scissomètre de terrain. En conséquence a été proposé le facteur de correction suivant (cf. figure 7.66).

D'autres facteurs de correction ont été proposés et il convient de se référer aux codes et normes des pays locaux.

Figure 7.66 **Corrélation entre l'indice de plasticité et le facteur de correction de la résistance au cisaillement par scissomètre (μ) de Bjerrum (1972)**
(d'après Meigh, 1987)

Le tableau 7.87 expose certaines corrélations empiriques types pour évaluer la consistance et la résistance au cisaillement non drainé sur le terrain.

Tableau 7.87 Désignation de la résistance au cisaillement non drainé et évaluation *in-situ* de la consistance/résistance au cisaillement non drainé via le comportement tactile et des corrélations avec des essais *in situ*

Résistance au cisaillement non drainé ^(a)	Résistance au cisaillement, c_u (kPa)	Terme descriptif sur site de la consistance	Essai de consistance sur site	Valeur ^(b) N_{60} de SPT	Résistance de pointe au CPT, q_c (MPa) ^(c)	Pression limite par essai pressiométrique Menard PMT, p_l (MPa)
Extrêmement faible	<10	Très meuble	Malléable entre les doigts	0 à 4	<0,30	<0,15
Très faible	10 à 20					
Faible	20 à 40	Meuble	Déformable par légère pression entre les doigts	4 à 8	0,3 à 0,6	0,15 à 0,30
Moyen	40 à 75	Ferme	Ne peut pas être modelé, s'enroule en boudin	8 à 15	0,6 à 0,13	0,30 à 0,50
Élevée	75 à 150	Raide	S'effrite, casse, se reforme en motte	15 à 30	1,13 à 2,25	0,50 à 0,80
Très élevée	150 à 300	Très raide	S'effrite, ne reprend pas forme, peut être égrené à l'ongle	30 à 60	>2,25	>0,80
Extrêmement élevée	>300	Dur		>60		

Notes

(a) Termes utilisés pour désigner la résistance au cisaillement non drainé conformément aux résultats d'essais en laboratoire ou aux essais *in situ* (d'après la norme EN ISO 14688-2:2004).

(b) D'après le tableau 8, Clayton (1995).

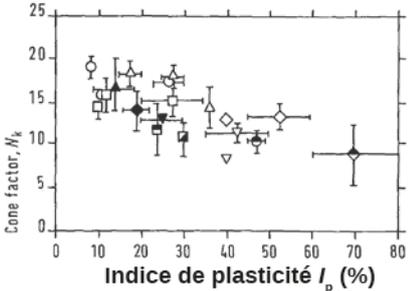
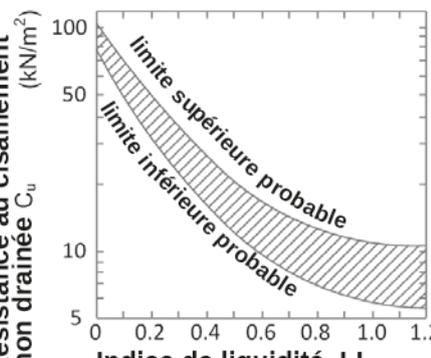
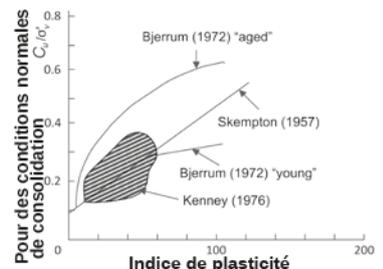
(c) basé au milieu de gamme N_k de 15.

Les valeurs doivent uniquement servir pour l'évaluation initiale sur site de la consistance.

Le tableau 7.88 contient quelques exemples de corrélations empiriques pouvant servir à évaluer la résistance au cisaillement non drainé d'un sol cohésif. D'autres méthodes sont disponibles mais toutes les corrélations empiriques doivent être traitées avec précaution et, dans la mesure du possible, l'étude doit viser à les confirmer ou à développer des corrélations propres au site.

Tableau 7.88 Exemples de corrélations empiriques pour l'évaluation de la résistance au cisaillement non drainé

Corrélation empirique	Tableaux de corrélation
<p>SPT :</p> <p>Stroud (1975) a développé une corrélation entre c_u et la valeur N de SPT ($f_1 = c_u/N$) dans les argiles non consolidées insensibles, où c_u était mesuré sur des éprouvettes triaxiales de 100 mm de diamètre. Le résultat a montré une corrélation avec I_p. D'autres (De Mello, 1971) ont fait état d'un rapport c_u/N compris entre 0,4 et 20, mais cela incluait un panel de types de sols plus étendu. Les valeurs c_u obtenues via la corrélation de Stroud dans les sols autres que les argiles surconsolidées insensibles doivent être traitées avec précaution.</p>	<p>Corrélation entre c_u avec la valeur N de SPT et I_p (d'après Stroud, 1975)</p>

Corrélation empirique	Tableaux de corrélation
<p>CPT :</p> <p>La résistance à la pointe du cône (q_c) a été mise en corrélation avec c_u par plusieurs chercheurs (Lunne <i>et al.</i>, 1997). La corrélation la plus applicable et la plus simple pour l'évaluation des digues est peut-être celle entre la résistance de cône totale (q_c) et la résistance scissométrique (s_u)</p> $s_u = (q_c - \sigma_{vo})/N_k \quad (7.81)$ <p>Où :</p> <p>s_u = résistance scissométrique – non corrigée pour IP</p> <p>q_c = résistance de cône mesurée</p> <p>σ_{vo} = contrainte de surcharge totale au niveau de la profondeur du cône</p> <p>N_k = facteur de cône empirique</p>	<p>Corrélation entre s_u avec q_c et I_p (d'après Meigh, 1987)</p> 
<p>Indice de liquidité :</p> <p>Des corrélations ont été développées entre l'Indice de liquidité (I_L) et le c_u pour un sol remanié et la sensibilité (rapport entre c_u naturel et remodelé) d'un sol (Skempton et Northy, 1952). À partir de ces corrélations, Carter et Bentley (1991) ont proposé une corrélation entre c_u naturel et I_L.</p>	<p>Corrélation entre c_u naturel et I_L (d'après Carter et Bentley, 1991)</p> 
<p>Contrainte de surcharge effective verticale :</p> <p>Pour les argiles normalement consolidées, il a été établi que c_u dépend de la contrainte de surcharge effective verticale (σ'_{vo}) et d'I_p. Grace <i>et al.</i> (1957) ont établi la corrélation suivante :</p> $c_u/\sigma'_v = 0.11 + 0.0037 I_p \quad (7.82)$ <p>D'autres corrélations ont été développées par Bjerrum (1972) et Kenney (1976)</p> <p>Mesri (1975) a avancé que, si le facteur de correction scissométrique, μ (Bjerrum, 1972) et la surconsolidation en raison du vieillissement sont pris en compte, alors : $c_u/\sigma'_{vo} = 0,22$</p>	<p>Corrélations entre c_u, σ'_v et I_p (basées sur Carter et Bentley, 1991)</p> 

Résistance au cisaillement drainé

La résistance au cisaillement drainé d'un sol dépend de plusieurs facteurs. Certains des facteurs clés sont énumérés ci-dessous et abordés de manière plus détaillée au tableau 7.89 :

- méthode d'essai ;
- orientation du plan de cisaillement par rapport à la structure du sol ;
- remaniement de l'éprouvette ;
- taux de cisaillement ;
- taille d'échantillon ;
- historique géologique ou chemins des contraintes.

En raison de la difficulté à obtenir des échantillons non remaniés dans un sol non cohésif, certains de ces facteurs peuvent ne pas être reproduits lors d'essais en laboratoire sans une sélection et une reconstruction minutieuses de l'éprouvette d'essai.

Tableau 7.89 Facteurs affectant la résistance au cisaillement drainé

Facteur d'influence	Discussions
Méthode d'essai	<ul style="list-style-type: none"> tel que cela est décrit au tableau 7.85, différentes méthodes d'essai impliquent différentes conditions aux limites sur le sol lors du cisaillement et provoquent le développement du plan de cisaillement dans une direction donnée. Les valeurs de l'angle de frottement effectif, ϕ', par rapport aux valeurs mesurées en compression triaxiale (TC), sont : <ul style="list-style-type: none"> extension triaxiale = 1,22/1,12 (TC) compression de déformation plane = 1,10/1,12 (TC) extension de déformation plane = 1,34/1,25 (TC) cisaillement direct : pour les sables, le rapport dépend du poids volumique apparent. À faible poids volumique, on peut observer une légère différence (1,0 TC). À poids volumique élevé, la hausse peut être d'environ quatre degrés (environ 1,10 TC) <p>Où « 1,22/1,12 » indique le rapport entre sols cohésifs/sols non cohésifs normalement consolidés.</p>
Orientation du plan de cisaillement par rapport à la structure des sols	<ul style="list-style-type: none"> sols cohésifs et non cohésifs (<i>in situ</i>) (cf. tableau 7.85) ; échantillons non cohésifs : éprouvette de laboratoire formée à partir d'un échantillon remanié restructuré pouvant ne pas être représentatif de l'état <i>in situ</i>.
Remaniement de l'éprouvette	<ul style="list-style-type: none"> sols cohésifs (cf. Tableau 7.85) ; sols non cohésifs : en raison de la difficulté à obtenir des échantillons non remaniés, les essais en laboratoire sont réalisés sur des éprouvettes recompressées pouvant ne pas être représentatives de l'état <i>in situ</i>. Pour pallier cet inconvénient, il faut prendre soin de cisailer l'éprouvette à ϕ'_{cv}, indépendamment de l'état de densité initial. Les codes de conception peuvent intégrer un facteur partiel ou global de sécurité inférieur lorsque ϕ'_{cv} est utilisé.
Vitesse de de cisaillement	<ul style="list-style-type: none"> sols cohésifs. La vitesse de cisaillement déterminera si le comportement du sol est entièrement ou partiellement drainé, ou non drainé (cf. tableau 7.85) ; sols non cohésifs : la vitesse de cisaillement déterminera si le comportement du sol est entièrement ou partiellement drainé ou non drainé. Des vitesses rapides de chargement, comme la charge sismique, peuvent impliquer des conditions non drainées. Dans les sols fortement dilatants, la résistance au cisaillement non drainé mesurée par des essais en laboratoire peut être supérieure à la résistance drainée. Sur le terrain, sous chargement rapide, la résistance au cisaillement non drainé sera limitée par des effets de cavitation pouvant ne pas survenir lors de l'essai en laboratoire ; dans les sols de faible densité, le chargement cyclique peut entraîner le développement de pressions d'eau interstitielle excessives et la liquéfaction ; la vitesse de de cisaillement en conditions non drainées n'a qu'un effet minime sur ϕ'. En conditions drainées, la vibration et les chargements répétés peuvent amener les sols meubles à se densifier et les sols denses à se désagréger pour aboutir à une hausse ou une baisse, respectivement, de ϕ'.
Taille de l'éprouvette	<ul style="list-style-type: none"> sols cohésifs (cf. Tableau 7.85) ; sols non cohésifs : la taille de l'éprouvette est généralement régie par la taille des particules du sol. Pour les essais de cisaillement direct, la taille maximale des particules présentes en grandes quantités ne doit pas dépasser : <ul style="list-style-type: none"> 60 x 60 mm = 2,00 mm 100 x 100 mm = 3,35 mm 305 x 305 mm \leq 37,50 mm
Histoire géologique ou lignes des contraintes	<ul style="list-style-type: none"> sols cohésifs : les paramètres de résistance au cisaillement (c' et ϕ') dépendent de la pression de préconsolidation. Lorsque la contrainte effective imposée représente une grande fraction de la pression de préconsolidation, correspondant à un faible taux de surconsolidation, ϕ' sera légèrement inférieur aux valeurs normalement consolidées et ϕ' dépendra de l'amplitude de la pression de préconsolidation. La situation inverse s'applique lorsque la contrainte effective est faible comparée à la pression de préconsolidation sols non cohésifs : <ul style="list-style-type: none"> lorsque les particules du sol sont cimentées, le sol peut se comporter comme une roche meuble sous de faibles déformations en dessous d'un état de contrainte critique. À des niveaux de contrainte supérieurs, il peut se comporter comme un matériau non cimenté à mesure que la cimentation se dégrade et que les pressions d'eau interstitielle augmentent ; augmenter la pression de confinement peut augmenter la déformation jusqu'à la rupture, réduire la dilatation et abaisser les caractéristiques de friabilité de la courbe contrainte-déformation ; la granulométrie et l'angularité des grains influencent ϕ'. Un sol bien calibré avec des grains angulaires possède un ϕ' plus élevé à poids volumique donné qu'un sol uniformément calibré avec des grains arrondis ; la présence de mica dans les sols peut produire des valeurs inférieures de ϕ'.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

La mesure de la résistance au cisaillement drainé peut être obtenue à partir d'essais *in situ* et grâce à des corrélations empiriques et des essais en laboratoire. En raison de la difficulté à obtenir des échantillons non remaniés de sols non cohésifs, la résistance au cisaillement drainé tend à se baser sur des corrélations empiriques avec des essais *in situ*, à moins que le matériau soit utilisé comme remblai et atteigne un état connu pouvant être reproduit en laboratoire.

En revanche, les échantillons non remaniés de sol cohésif peuvent immédiatement être obtenus. Le tableau 7.90 résume certaines méthodes types d'évaluation de la résistance au cisaillement drainé *via* des corrélations empiriques pour des sols non cohésifs.

Tableau 7.90 Exemples de méthodes *in situ* d'évaluation de la résistance au cisaillement drainé de sols non cohésifs

Méthode	Applications	Limites
Standard Penetration Test (SPT)	<ul style="list-style-type: none"> le paramètre de résistance au cisaillement drainé de sols non cohésifs évalué par corrélations empiriques ; lorsqu'un remaniement de sols non cohésifs à la base du forage est suspecté, l'essai peut être poursuivi pour quatre incréments supplémentaires de 75 mm pour pénétrer en dessous de la zone potentiellement remaniée (noter que cet essai ne sera pas conforme à la norme BS EN ISO 22476-3:2005). 	<ul style="list-style-type: none"> les données peuvent être trompeuses en présence d'obstacles, comme des particules de taille supérieure, par exemple des galets ; les estimations sont sensibles à l'équipement et aux techniques d'essai non normalisés (peuvent dépendre d'un opérateur), ce qui peut ne pas rendre évidente l'analyse des données ; les résultats sont sujets au remaniement à la base du forage, particulièrement dans les sols non cohésifs fins, et une charge d'eau positive est requise pour éviter l'« ébullition » ; une correction appropriée des valeurs N de SPT requises lors de l'utilisation de corrélations empiriques. Les résultats peuvent avoir besoin d'être corrigés pour l'énergie du marteau, la pression de surcharge effective et la longueur de tige, si les valeurs doivent être utilisées afin d'obtenir les propriétés du sol ou mises en corrélation avec des données CPT.
Pénétromètre statique (CPT)	<ul style="list-style-type: none"> procure un profil continu des conditions de subsurface et une indication de la texture du sol si les pressions d'eau interstitielle sont mesurées ; des corrélations publiées sont disponibles pour estimer la classification du sol et la résistance au cisaillement drainé. 	<ul style="list-style-type: none"> les corrélations peuvent varier selon la géologie locale et exiger des sondages de confirmation ; les obstacles et graviers peuvent limiter la pénétration.

Les essais en laboratoire portant sur la résistance au cisaillement requièrent généralement un échantillon de grande qualité, de classe 1 (*cf.* section 7.9.8.1). Les conditions dans lesquelles les éprouvettes sont testées doivent correspondre aux conditions prévues sur le terrain en termes de pression d'eau interstitielle, chemins des contraintes et de direction du cisaillement. Ceci est particulièrement important pour les sols surconsolidés ou stratifiés. Le tableau 7.91 résume certains essais types de résistance au cisaillement en laboratoire pouvant servir à évaluer la résistance au cisaillement drainé.

Tableau 7.91 Exemples d'essais types de résistance au cisaillement en laboratoire pouvant servir à évaluer la résistance au cisaillement drainé

Méthode	Applications	Limites
Essai de cisaillement direct	<ul style="list-style-type: none"> mesure des paramètres de résistance au cisaillement drainé dans les sols cohésifs et non cohésifs. Simple et rapide dans les sols non cohésifs à perméabilité élevée ; peut servir à mesurer φ'_{cv} en continuant à cisailer au-delà de la valeur de pic ; peut servir à évaluer φ' en préoccupant l'éprouvette sur le « plan de cisaillement » ou par cycles de cisaillement inversé. 	<ul style="list-style-type: none"> ne peut pas mesurer la pression interstitielle ni contrôler le drainage ; la direction de cisaillement peut s'écarter du plan le plus fragile ; des concentrations de contrainte peuvent survenir aux limites d'échantillon ; l'évolution des contraintes et la rotation de la direction de contrainte principale ne sont pas contrôlées ; phase de consolidation étendue sous l'application d'une contrainte normale et faible taux de cisaillement requis pour les sols cohésifs pour permettre à la pression d'eau interstitielle de se dissiper.
Essai de cisaillement simple ou pur	<ul style="list-style-type: none"> adapté pour conduire un essai de cisaillement consolidé sur des sols cohésifs ; minimise les concentrations de contrainte en développant un état de contrainte assez homogène dans l'échantillon. 	<ul style="list-style-type: none"> la complexité de l'essai exige un technicien de laboratoire aguerri ; ne mesure pas les paramètres de pression interstitielle ; pas de contrôle des chemins des contraintes.
Essai triaxial : essai drainé consolidé (CD)	<ul style="list-style-type: none"> essai exhaustif procurant une mesure détaillée de la pression d'eau interstitielle et des informations sur les chemins des contraintes et l'état de contrainte ; l'orientation de la direction du plan de rupture n'est pas restreinte ; adapté pour les sols non cohésifs pouvant rapidement dissiper les pressions d'eau interstitielle ; il est possible d'améliorer la précision de la mesure et de contrôler l'essai grâce à un équipement d'essai automatisé. 	<ul style="list-style-type: none"> essai de résistance au cisaillement onéreux, surtout sur les sols cohésifs. L'équipement est longtemps sollicité à cause de la phase de consolidation préalable à l'essai et de la faible vitesse de cisaillement requise pour limiter le développement des pressions d'eau interstitielle excessives ; la durée d'essai augmente considérablement pour les éprouvettes de plus grand diamètre en raison de la durée accrue du chemin de drainage ; la complexité de l'essai exige un technicien de laboratoire aguerri ; exécuter l'essai sur une plage de contrainte inappropriée aux conditions <i>in situ</i>.
Essai triaxial : essai non drainé consolidé (CU) avec mesure de la pression d'eau interstitielle	<ul style="list-style-type: none"> essai exhaustif procurant une mesure détaillée de la pression d'eau interstitielle et des informations sur les chemins des contraintes et l'état de contrainte ; procure des paramètres de résistance totale et effective sous la pression de confinement définie ; l'orientation de la direction du plan de cisaillement n'est pas restreinte ; adapté aux sols non cohésifs et cohésifs ; il est possible d'améliorer la précision de la mesure et de contrôler l'essai grâce à un équipement d'essai automatisé. 	<ul style="list-style-type: none"> la complexité de l'essai exige un technicien de laboratoire aguerri ; le taux de contrainte lors des essais peut être trop rapide pour les sols meubles sensibles au rythme des essais ; l'essai est plus onéreux que la plupart des essais sur le terrain et en laboratoire.
Cisaillement annulaire	<ul style="list-style-type: none"> détermination de φ'_p sur une éprouvette remaniée de sol cohésif par cisaillement dans une direction. 	<ul style="list-style-type: none"> la contrainte de cisaillement ne peut pas être calculée mais le déplacement de cisaillement peut être déterminé.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> évaluation de la stabilité de la digue lors des activités de construction, comme les travaux d'amélioration ou la construction d'une nouvelle digue ; contrôle qualité du matériau d'emprunt ; évaluation des performances d'une digue existante soumise à un changement de charge hydraulique ; mise en place de travaux de réparation à l'endroit où une digue s'est effondrée ou un glissement est survenu. 		

Le Tableau 7.92 présente les paramètres types de résistance au cisaillement drainé pour un panel de types de sol. Ils doivent uniquement servir de repères en l'absence d'autres données propres au site.

Tableau 7.92 Valeurs types de paramètres drainés pour une sélection de sols

Type de sol		angle de frottement effectif (ϕ')	
Sols cohésifs compactés	Argile de haute plasticité	19	
	Limons argileux	25	
	Argiles de faible plasticité	28	
	Limons et limons argileux	32	
	Sables argileux	31	
Sols non cohésifs		Meuble	Dense
	Sable uniforme, grains ronds	27	34
	Sable bien calibré, grains angulaires	33	45
	Grave sableuse	35	50
	Sable limoneux	27-33	30-34
	Limons inorganique	27-30	30-35

De simples essais qualitatifs sur le terrain, par exemple SPT et CPT, entrepris dans le cadre d'une étude géotechnique de routine, peuvent servir à produire une évaluation sur le terrain et une estimation initiale des angles de frottement effectifs de sols non cohésifs. Le tableau 7.93 présente des exemples de ces corrélations pour une évaluation sur site.

Tableau 7.93 Évaluation sur site de la résistance au cisaillement de sols non cohésifs via la résistance de pénétration (d'après la norme BS EN 1997-2:2007)

Terme descriptif	Essai sur site	Valeur ($N_{1,60}$) de SPT	Résistance de pointe q_c (MPa)	Angle de frottement effectif, ϕ' (°)
Très meuble	Peut être creusé à la pelle, 50 mm de piquet aisément planté	0-3	0,0-2,5	29-32
Meuble		3-8	2,5-5,0	32-35
Moyennement dense		8-25	5,0-10,0	35-37
Dense	Besoin de pioche pour l'excavation, 50 mm de piquet difficile à planter	25-42	10,0-20,0	37-40
Très dense		42-58	>20	40-42

Des corrélations empiriques ont été développées pour des sols cohésifs et non cohésifs, et mettent en correspondance la résistance au cisaillement drainé (pic, volume constant et résiduel) et les propriétés de base comme l'indice de plasticité et la fraction argileuse ou, dans le cas de sols non cohésifs, la pression de surcharge effective. Certaines de ces corrélations empiriques figurent aux tableaux 7.94 et 7.95.

Tableau 7.94 Exemples de corrélations empiriques pour l'évaluation de la résistance au cisaillement drainé (sols cohésifs)

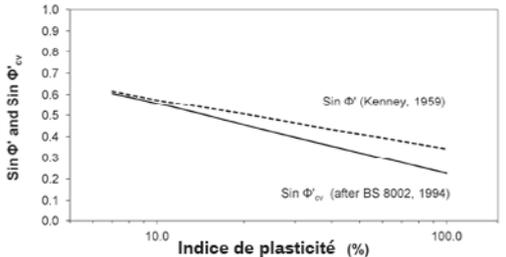
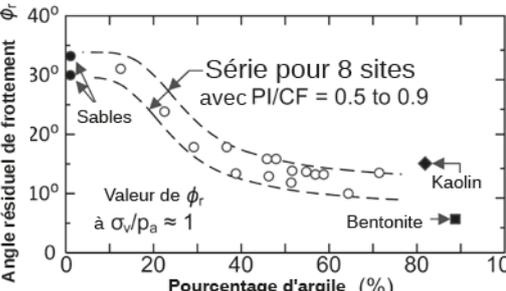
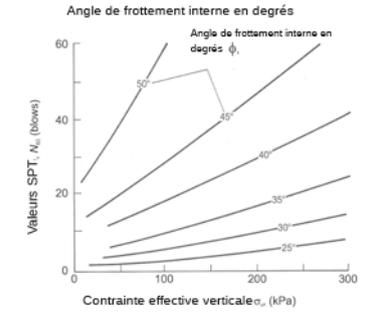
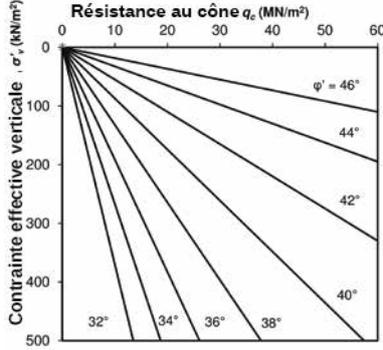
Correction empirique : sols à grains fins	Tableaux de corrélation
<p>Résistance au cisaillement pour un volume maximal et constant</p> <p>Des relations entre I_p et ϕ' et ϕ'_{cv} ont été établies. Des corrélations peuvent être établies pour que l'indice de plasticité et la résistance au cisaillement reflètent la minéralogie de l'argile.</p> <p>La figure montre la variation de ϕ' pour les argiles normalement consolidées naturelles et remaniées (Kenney, 1959), et ϕ'_{cv} (d'après BS 8002:1994).</p>	<p>Variation de $\sin \phi'$ avec I_p pour les argiles normalement consolidées naturelles et remaniées, et $\sin \phi'_{cv}$</p> 
<p>Résistance au cisaillement résiduel :</p> <p>Des relations entre la fraction argileuse (% <2µm) et ϕ'_r ont été établies.</p> <p>La figure illustre la variation sur ϕ'_r avec la fraction argileuse (d'après Kulhawy et Mayne, 1990). Elle montre que, pour les fractions argileuses inférieures à 15 %, ϕ'_r n'est pas différent de ϕ' et qu'il se comporte comme un sol non cohésif. Pour les fractions argileuses supérieures à 50 %, ϕ'_r est considérablement inférieur à ϕ' et contrôlé par la réorientation des particules d'argile sur le plan de cisaillement.</p>	<p>Variation de l'angle de frottement effectif résiduel, ϕ'_r, et fraction argileuse</p> 

Tableau 7.95 Exemples de corrélations empiriques pour l'évaluation de la résistance au cisaillement drainé (sols à grains grossiers)

Correction empirique : sols à grains grossiers	Tableaux de corrélation
<p>SPT :</p> <p>De nombreuses corrélations ont été établies visant à mettre en rapport les valeurs N_{60} de SPT avec ϕ'.</p> <p>Pour permettre la comparaison des résultats d'essai entre différents systèmes utilisés au plan international, la valeur N peut être ajustée pour une efficacité de marteau de 60 %, notée N_{60}. Se référer aux codes et normes de pays.</p> <p>L'exemple de corrélation présenté dans la figure ci-contre prend en compte la pression de surcharge effective, σ'_{vo}</p>	<p>Relation suggérée entre N_{60}, σ'_{vo} et ϕ' (d'après Mitchell <i>et al.</i>, 1978)</p> 

Correction empirique : sols à grains grossiers	Tableaux de corrélation
<p>CPT :</p> <p>Dougunoglu et Mitchell (1975) ont déduit une corrélation pour ϕ' basée sur la théorie de capacité portante. Elle est censée fournir une limite inférieure raisonnable pour les types de sable testés, essentiellement non cimentés, et le sable de quartz normalement consolidé. Ces résultats peuvent être modifiés si le sable affiche une compressibilité plus élevée à hauteur de 2°, et de 2° en plus si le sable est surconsolidé.</p> <p>Pour les contraintes de confinement élevées, le graphique ne prend pas en compte la courbe de l'enveloppe de Mohr-Coulomb et ϕ' peut être réduit à hauteur de 8° dans les sables très denses.</p>	<p>Corrélation suggérée entre q_c, σ'_{vo} et ϕ' pour le sable de quartz non cimenté normalement consolidé (d'après Dougunoglu et Mitchell (1975))</p>  <p>Détails du graphique : L'axe vertical représente la contrainte effective verticale σ'_{vo} (MN/m²) allant de 0 à 500. L'axe horizontal représente la résistance au cône q_c (MN/m²) allant de 0 à 60. Six courbes sont tracées pour des angles de frottement ϕ' de 32°, 34°, 36°, 38°, 40°, 42°, 44° et 46°. Les courbes pour 32° et 34° sont les plus raides, tandis que celle pour 46° est la moins raide.</p>

7.8.3.4 Compressibilité

Les digues sont souvent construites sur des dépôts d'argile récents et des tourbes de résistance faible et à haute compressibilité. L'évaluation de la valeur du tassement et de la vitesse à laquelle il se produit en raison de la charge imposée par la digue constitue une considération fondamentale intervenant dans la conception d'une digue. Car cela régit la détermination du niveau de crête de la construction et les exigences de maintenance à long terme pour veiller à conserver le niveau de défense requis tout au long de la durée de vie de la digue. Elle influence également la géométrie de la digue en vue d'obtenir un profil stable en étant associée à la vitesse à laquelle la résistance du sol de fondation augmente lors du processus de consolidation.

La compression d'un sol englobe trois composantes indépendantes et séquentielles (cf. figure 7.67) :

- compression élastique ;
- consolidation primaire ;
- compression secondaire.

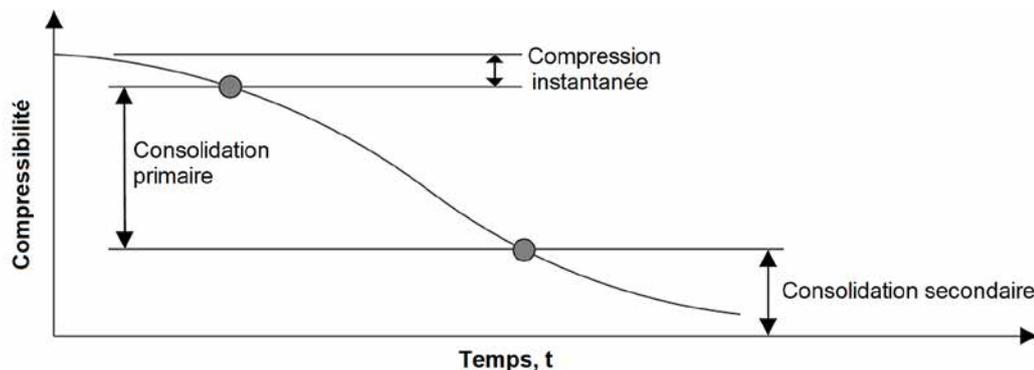


Figure 7.67 Les trois composantes de la compression

La compressibilité des dépôts non cohésifs n'est généralement pas considérée lors de l'évaluation du tassement des digues car elle est relativement faible et se produit essentiellement au moment de la construction.

Tassement élastique

Le tassement élastique dans les sols cohésifs est instantané et récupérable, et survient en conditions non drainées. Ainsi, le tassement issu de la compression élastique est achevé lors de la construction et n'influence pas le tassement après la construction. Pour la plupart, ces déformations sont faibles

comparées au tassement de consolidation et peuvent être considérées circonscrites aux limites de précision d'un calcul de tassement. Toutefois, pour les digues élevées faisant partie d'un grand projet, il peut s'avérer judicieux de l'évaluer, car cela se soldera par une hausse de la quantité de remblai requis et une interprétation erronée des données de tassement de terrain initial, si tout le tassement consigné est censé provenir uniquement de la consolidation primaire. Les méthodes de calcul du tassement élastique figurent à la section 8.7.3.1. Le module élastique non drainé (E_u) dépend, entre autres, de la plasticité, du taux de surconsolidation et du niveau de contrainte.

Consolidation primaire

La consolidation primaire est liée au temps et n'est que partiellement récupérable. La réduction du volume est due au mouvement de l'eau issu des vides de sol, en conséquence de l'augmentation des pressions d'eau interstitielle générées par la charge appliquée. Le tassement résultant n'est pas linéaire avec la charge appliquée et peut se poursuivre sur une longue période. L'évaluation de la consolidation primaire se fonde sur l'indice de compression (C_c) obtenu à partir de la pente de la ligne de compression vierge reporté sur un graphe semi-logarithmique $e-\log p'$ (cf. figure dans le tableau 7.97), ou du taux de compression (CR)

$$C_c = (e_1 - e_2) / \log(p'_2 / p'_1) \quad (7.83)$$

$$CR = C_c / (1 + e_0) \quad (7.84)$$

Autre paramètre alternatif plus approprié aux sols de résistance plus élevée et de compressibilité plus faible : le coefficient de compressibilité de volume (m_v). Il définit le tassement qui survient en conséquence de la contrainte effective verticale. La valeur de m_v diminue avec la hausse de la contrainte effective et est évaluée pour chaque incrément de charge appliqué lors d'un essai en laboratoire. À des fins de calcul, la valeur utilisée peut être évaluée sur la plage de contrainte sur site, de p'_o à $(p'_o + \Delta p')$, où p'_o désigne la contrainte effective verticale *in situ* existante et $\Delta p'$ renvoie au changement de la contrainte effective verticale en raison de la charge imposée par la digue.

$$m_v = [(e_1 - e_2) / (1 + e_1)] \cdot [1000 / (p'_2 - p'_1)] \quad (\text{m}^2/\text{MN}) \quad (7.85)$$

Certaines techniques de calcul du tassement exigent le module élastique contraint drainé, M , qui peut être évalué à partir de m_v .

$$M = 1 / m_v \quad (\text{MN}/\text{m}^2) \quad (7.86)$$

La consolidation primaire survient uniquement lorsque la contrainte effective verticale dans le sol dépasse un certain seuil critique dénommé limite d'élasticité (p'_y), parfois appelée pression de pré-consolidation ou antérieure maximale. Elle est déterminée par le graphe semi-logarithmique $e-\log p'$ (cf. figure dans le tableau 7.97) par évaluation directe, donnant des résultats d'essai de bonne qualité, ou par reconstruction graphique tel que celle élaborée par Casagrande. L'amplitude de la limite élastique est influencée par l'historique de chargement passé et l'âge du dépôt. Dans les sols normalement consolidés, elle est égale à p'_o . Toutefois, c'est rarement le cas et les sols sont généralement un peu surconsolidés en conséquence de la suppression de la surcharge, des changements du niveau des eaux souterraines, de la dessiccation et de la compression secondaire sous le poids propre. C'est pourquoi p'_y est généralement supérieur à p'_o .

Le rapport de p'_y / p'_o est appelé taux de surconsolidation (OCR). L'amplitude de ce rapport définit l'état *in situ* du sol par rapport à la contrainte de surcharge effective actuelle. La surconsolidation peut aussi être établie par la marge de surconsolidation (OCM) définie par $(p'_y - p'_o)$. Le tableau 7.96 résume la plage relative à ces facteurs et la définition qui s'applique généralement les concernant.

Tableau 7.96 Termes descriptifs et taux et marge de surconsolidation associés

Termes descriptifs	Taux de surconsolidation	Marge de surconsolidation (kPa)
Sous-consolidé	<1,0	<0
Normalement consolidé	1,0 mais <1,5*	0
Légèrement surconsolidé	1,5-4,0* (<2,0**)	0 à 100
Surconsolidé	-	100 à 400
Largement surconsolidé	>4,0* (>3,0**)	>400

Note

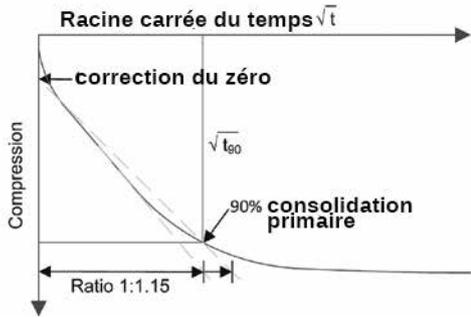
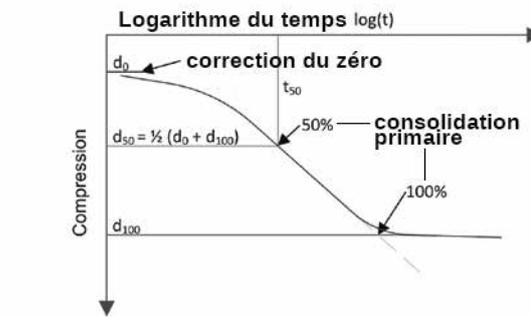
* Look (2007), ** Atkinson (2007)

Tableau 7.97 Évaluation des paramètres de consolidation primaire à partir du graphe semi-logarithmique e-logp'

<p>Coefficients de compressibilité :</p> <p><i>Coefficient de consolidation :</i></p> $C_c = (e_1 - e_2) / \log(p'_2 / p'_1) \quad (7.87)$ <p><i>Taux de compression :</i></p> $CR = C_c / (1 + e_0) \quad (7.88)$ <p><i>Coefficient de compressibilité volumique :</i></p> $m_v = [(e_1 - e_2) / (1 + e_0)] \cdot [10^{-3} (p'_2 - p'_1)] \quad (7.89)$ <p><i>Module élastique en contrainte :</i></p> $M = 1 / m_v \quad (\text{MN/m}^2) \quad (7.90)$ <p><i>Taux de surconsolidation (OCR) :</i></p> $\text{OCR} = p'_y / p'_o \quad (7.91)$ <p><i>Marge de surconsolidation (OCM) :</i></p> $\text{OCM} = p'_y - p'_o \quad (7.92)$	<p>Évaluation de C_c, CR, m_v, p'_y, p'_o, OCR et OCM à partir d'un graphe e-logp' issu d'un essai de consolidation</p> <p>Le graphique illustre la relation entre l'indice des vides (e) ou la hauteur (H) et la pression effective (p') sur une échelle logarithmique. La courbe de consolidation primaire est divisée en une partie courbe initiale et une partie rectiligne. Les points clés (e₀, H₀), (e₁, H₁) et (e₂, H₂) sont identifiés. Les pressions p'_o, p'_y, p'₁ et p'₂ sont indiquées. Un triangle de pente 1/C_c est tracé sur la partie rectiligne. Une échelle logarithmique est illustrée avec p' et 10p'.</p>
--	--

Le taux auquel la consolidation primaire survient est contrôlé par le coefficient de consolidation (c_v). Il est généralement déterminé pour chaque incrément de charge lors de l'essai par construction graphique en reportant sur un graphe le tassement de l'éprouvette d'épaisseur H , sous charge appliquée constante par rapport au temps (t), soit \sqrt{t} ou $\log t$. L'équation 7.93 dans le tableau 7.98 donne la détermination de c_v en fonction de la méthode de la racine carrée du temps. L'équation 7.94 donne la détermination par la méthode du logarithme du temps.

Tableau 7.98 Évaluation du coefficient de consolidation à partir d'un incrément de charge donné

Détermination de c_v par méthode de la racine carrée du temps	Détermination de c_v par méthode du logarithme du temps
	
<p>Coefficient de consolidation (méthode de la racine carrée du temps) :</p> $c_v = 0.111H^2/t_{90} \quad (7.93)$ <p>où t_{90} correspond au temps pour atteindre 90 % de consolidation</p>	<p>Coefficient de consolidation (méthode du logarithme du temps) :</p> $c_v = 0.026H^2/t_{50} \quad (7.94)$ <p>où t_{50} correspond au temps pour atteindre 50 % de consolidation</p>

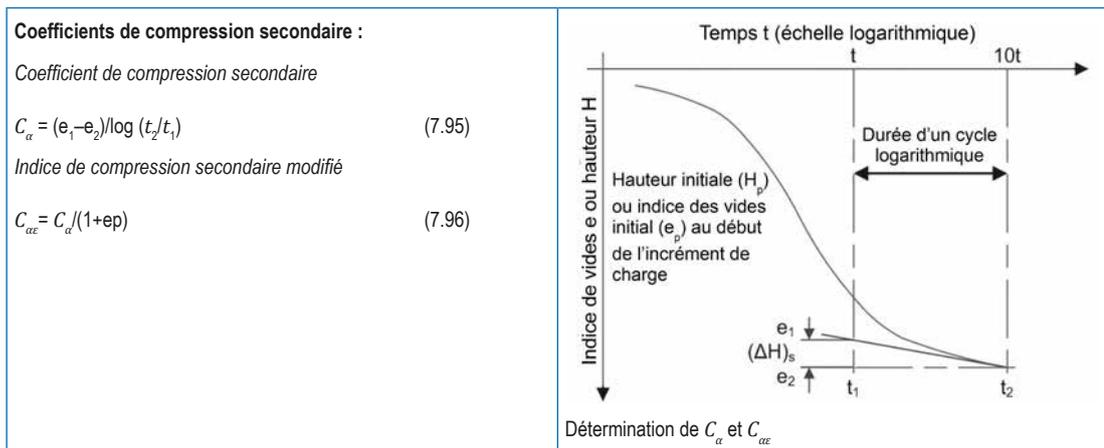
Utiliser la méthode logarithme-temps pour déterminer c_v constitue l'approche à privilégier si les courbes de tassement sont de forme conventionnelle. Toutefois, le relevé corrigé, d_0 , sur le manomètre pour le début de l'essai au temps t_0 , peut ne pas être bien défini dans certains sols et la méthode racine carrée du temps peut constituer une meilleure approche. Les deux méthodes doivent être utilisées jusqu'à ce qu'une ait été jugée appropriée pour un type de sol donné.

Il faut accorder une attention toute particulière à l'interprétation de ces courbes pour les sols limoneux, les argiles non saturées et la tourbe (Head, 1982).

Compression secondaire

La compression secondaire dépend également du temps et survient une fois que les pressions d'eau interstitielle en excès régissant la consolidation primaire se sont globalement dissipées, autrement dit, cela a lieu sous contrainte effective constante. Elle est définie par le coefficient de compression secondaire (C_{α}) déterminé à partir de la section en ligne droite finale du graphe compression/ $\log(t)$ pour une charge appliquée donnée et désigne la compression par cycle logarithmique du temps. Aussi, lorsque l'évaluation de C_{α} est requise, un incrément de charge est souvent maintenu sur une période prolongée pour mieux définir la section en ligne droite du graphe. Un essai de charge plus long peut aussi conduire sur un échantillon séparé soumis à une contrainte équivalente à celle envisagée sur le terrain sous la digue à long terme. En guise d'alternative à C_{α} , l'indice de compression secondaire modifié ($C_{\alpha c}$) peut être déterminé, lequel correspond à la déformation par cycle logarithmique du temps par rapport au rapport de vides au terme de la consolidation primaire (e_p) (cf. tableau 7.99).

Tableau 7.99 Évaluation des coefficients de compression secondaire à partir d'un incrément de charge donné



Il existe plusieurs techniques pouvant servir à évaluer les caractéristiques de compressibilité d'un sol, dont certaines sont résumées au tableau 7.100. Elles vont des essais en laboratoire normalisés aux instrumentations à grande échelle. Dans les essais en laboratoire, l'éprouvette peut être soumise à des remaniements, ce qui, cumulé aux limites de taille, peut signifier que l'essai n'est pas représentatif du comportement de masse des sols *in situ* dépendant de la texture du sol et des conditions de drainage naturelles.

Tableau 7.100 Méthodes de détermination des caractéristiques de compressibilité

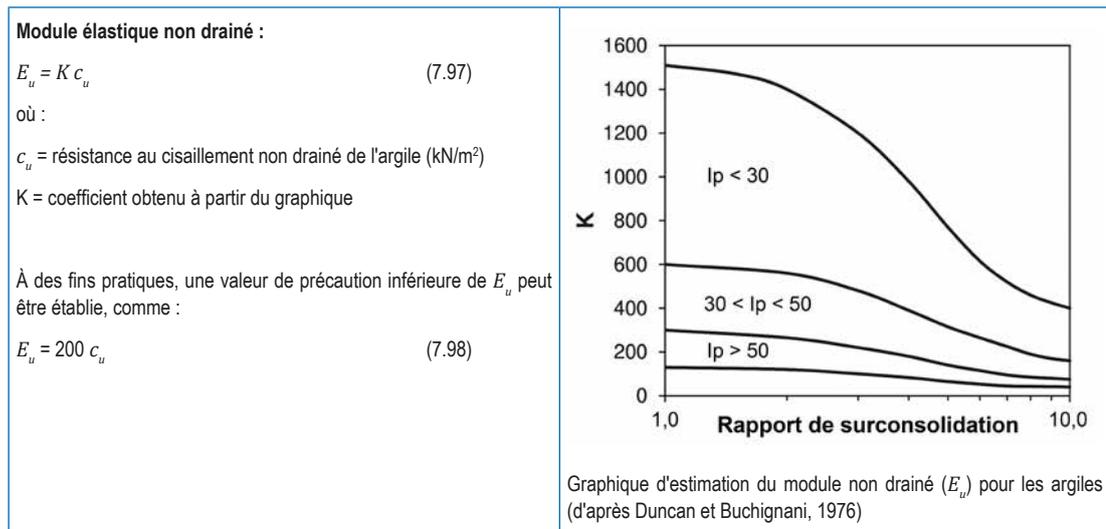
Méthode	Applications	Limites
<p>Œdomètre classique (chargement par paliers) :</p> <p>charge appliquée par incréments deux fois supérieurs à la valeur précédente</p>	<ul style="list-style-type: none"> essais de routine ; relativement rapide et assez bon marché – un jour par incrément de charge ; les éprouvettes peuvent être préparées sur le plan vertical de l'échantillon pour évaluer le coefficient de consolidation horizontal (C_h) 	<ul style="list-style-type: none"> petite taille d'éprouvette moins représentative du sol <i>in situ</i> ; incréments de charge progressivement plus élevés appliqués de sorte que p'_y peut être mal défini sur un graphe $e-\log p'$; coefficient de consolidation systématiquement évalué pour le drainage vertical ; aucune prise en compte de la texture horizontale du sol ; taux de consolidation sur site généralement bien supérieur à celui évalué à partir de l'essai œdométrique.
<p>Œdomètre modifié :</p> <p>charge appliquée par petits incréments constants jusqu'à p'_y, puis comme la méthode par œdomètre classique</p>	<ul style="list-style-type: none"> meilleure détermination de p'_y lorsque de petits incréments de charge sont appliqués jusqu'à p'_y ; peut recourir à de l'équipement automatisé, minimisant ainsi l'intervention manuelle. 	<ul style="list-style-type: none"> petite taille d'éprouvette moins représentative des sols <i>in situ</i> ; chaque incrément de charge aux niveaux de contrainte inférieurs à p'_y est appliqué sur une courte période jusqu'au terme de la « consolidation primaire » et plusieurs incréments de charge peuvent alors être appliqués en un jour. Importance des relevés pour le technicien requis lors des premières étapes de l'essai ; coefficient de consolidation systématiquement évalué pour le drainage vertical. aucune prise en compte de la texture horizontale du sol ; taux de consolidation sur le terrain généralement bien supérieur à celui évalué à partir de l'essai œdométrique.

Méthode	Applications	Limites
Cellule de consolidation (Rowe) : charge appliquée par voie hydraulique avec mesure de compression et pression d'eau interstitielle	<ul style="list-style-type: none"> échantillons de plus grande taille plus représentatives du sol <i>in situ</i> ; meilleur contrôle des conditions aux limites de charge et de drainage. 	<ul style="list-style-type: none"> besoin d'un échantillon de grande taille de haute qualité ; l'essai peut être de longue durée selon la nature des sols ; les variations naturelles au sein de l'éprouvette peuvent conduire à des résultats prêtant à confusion.
Essais sur site : construction d'un remblai instrumenté	<ul style="list-style-type: none"> évaluer les caractéristiques de consolidation sur site lorsque l'incertitude résiduelle au niveau du comportement présente un risque élevé pour le projet. 	<ul style="list-style-type: none"> la durée et le coût de l'essai peuvent être prohibitifs ; mesure du coefficient de compression secondaire peu probable en raison des restrictions de temps pratiques imposées à l'essai par le projet.
SPT : corrélation entre la valeur N de SPT et le coefficient de compressibilité (m_v)	<ul style="list-style-type: none"> évaluation initiale en l'absence d'autres données ; sols fortement surconsolidés 	<ul style="list-style-type: none"> corrélations empiriques via les valeurs N de SPT non corrigées ; le facteur de corrélation dépend de I_p ; dans les sols meubles, les résultats doivent être traités avec la plus grande prudence.
Piézocône CPT : corrélation avec la résistance de cône et le coefficient de compressibilité (m_v)	<ul style="list-style-type: none"> évaluation initiale en l'absence d'autres données ; comparer avec d'autres résultats d'essai propres au site pour développer une corrélation propre au site. 	<ul style="list-style-type: none"> l'évaluation d'une compressibilité drainée à partir du paramètre non drainé de résistance de cône via une corrélation non propre au site peut conduire à une erreur notable.
Piézocône CPT : essai de dissipation pour déterminer le coefficient de consolidation horizontale (c_h)	<ul style="list-style-type: none"> évaluation initiale en l'absence d'autres données ; comparer avec d'autres résultats d'essai propres au site pour développer une corrélation propre au site. 	<ul style="list-style-type: none"> les essais de dissipation ne font que donner une idée d'un petit volume de sol autour du filtre de piézocône ; les niveaux de contrainte dans le sol lors de l'essai ne sont pas représentatifs de ceux lors de la post-construction sur site de la digue
Piézomètre : essai de perméabilité pour la détermination du coefficient de consolidation (c_h)	<ul style="list-style-type: none"> essais <i>in situ</i> pour compléter les données d'essai en laboratoire. 	<ul style="list-style-type: none"> le remaniement de la paroi de forage peut réduire la perméabilité et fausser les valeurs évaluées de c_h ; les niveaux de contrainte dans le sol lors de l'essai ne sont pas représentatifs de ceux observés après construction sur site de la digue.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> le volume et le taux de tassement constituent une donnée fondamentale dans le processus de conception et de construction. L'après-construction est un déterminant du futur programme de maintenance ; des éprouvettes de haute qualité sont requises pour obtenir de bons résultats à partir des essais en laboratoire ; les tourbes et les argiles organiques ont une valeur importante de compression secondaire. Un essai de charge soutenue à simple incrément peut être requis sur certaines éprouvettes pour obtenir des données de compression secondaire adéquates. La charge appliquée doit être comparable à celle envisagée sur le terrain. 		

Module élastique non drainé

Le module élastique non drainé est normalement mis en corrélation avec la résistance au cisaillement non drainé et dépend de l'indice de plasticité et du taux de surconsolidation, comme indiqué au tableau 7.101.

Tableau 7.101 Exemple de méthode de détermination de module élastique non drainé



Indice de compression et taux de compression

Le tableau 7.102 présente des valeurs indicatives d'indice de compression (C_c) pour certains sols types ainsi que des corrélations empiriques avec propriétés de base.

Tableau 7.102 Indice de compression : degré de compressibilité, valeurs types et corrélations empiriques

degré de compressibilité	C_c	corrélations empiriques	C_c
Faible	<0,2	Argile normalement consolidée	0,007 (w_l-10)
Modéré	0,2 à 0,4	Argile de sensibilité faible à moyenne	0,009 (w_l-10)*
Élevé	>0,4	Toutes les argiles	1,15 ($e_0-0,35$)
valeurs types			
Argiles normalement consolidées	0,2–0,5	Sol cohésif inorganique	0,30 ($e_0-0,27$)
Argiles organiques	4,0 +	Sol à plasticité très faible	0,75 ($e_0-0,50$)
Limons organiques et limons argileux	1,5–4,0	Sol organique	0,0115 w
Tourbes	10,0–15,0		

Note

w_l désigne la limite liquide (%).

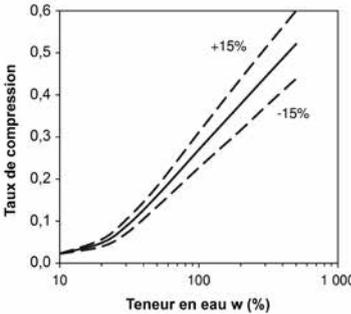
e_0 désigne l'indice des vides initial w désigne la teneur en eau naturelle.

* désigne la plage de fiabilité ± 30 % pour l'argile inorganique avec une sensibilité ≤ 4 et $w_l \leq 100$ %.

Le taux de compression (CR) est en réalité une version normalisée de l'indice de compression (C_c), ce qui réduit la dispersion des données. Le tableau 7.103 présente des valeurs indicatives fondées sur un ensemble de données limité et qui doivent être utilisées avec précaution, ainsi qu'une corrélation pour CR avec la teneur en eau naturelle établie par Lambe et Whitman (1979).

Tableau 7.103 Taux de compression : valeurs types et corrélations empiriques

Degré de compressibilité	CR
Très faible	< 0,05
Faible	0,05 à 0,1
Modéré	0,1 à 0,2
Élevé	0,2 à 0,35
Très élevé	> 0,35
Valeurs types	
Argiles inorganiques et limons	0,05 à 0,20
Limons organiques et limons argileux	0,15 à 0,30
Tourbes	0,30 à 0,60



Corrélation du taux de compression avec la teneur en eau naturelle (d'après Lambe et Whitman, 1979)

Coefficient de compressibilité volumique

Le tableau 7.104 présente des valeurs indicatives de m_v pour certains sols types. On observe une absence de corrélation empirique avec les propriétés de base, probablement parce que le paramètre est lié à la contrainte.

Tableau 7.104 Coefficient de compressibilité volumique : degré de compressibilité et valeurs types (d'après Carter, 1983)

Degré de compressibilité	Type d'argile	Plage type de coefficient de compressibilité, m_v (m ² /mn)
Très élevé	Tourbe et argile alluviales hautement organiques	>1,5
Élevé	Argiles alluviales normalement consolidées. Dépôts d'estuaire et de delta, et argiles sensibles	0,3-1,5
Moyen	Argiles fermes, argiles fluvio-glaciaires, dépôts lacustres, marnes érodées, blocs d'argile fermes, argiles normalement consolidées en profondeur et argiles rouges tropicales fermes	0,3-0,1
Faible	Bloc d'argile, marnes, argile rouge tropicale très raide	0,05-0,1
Très faible	Bloc d'argile fortement surconsolidée, grès érodé et argile dure	<0,05

Une méthode d'évaluation des valeurs de m_v à partir des valeurs N de SPT a été soumise par Stroud et Butler (1975). L'équation 7.99 est une approximation de la corrélation pour l'argile présentant un indice de plasticité supérieur à 25 %. Cette relation est issue d'argiles non consolidées et doit uniquement être utilisée avec précaution pour d'autres argiles pouvant afficher des valeurs N de SPT faibles.

$$m_v \approx 1/(0.45N) \text{ (m}^2\text{/MN)} \quad (7.99)$$

Les corrélations de la résistance de cône CPT (q_c) avec la compressibilité se basent sur le module contraint drainé (M). Pour les sols normalement consolidés, (M) mesuré dans l'oedomètre à une contrainte équivalente à p'_y peut être estimé à partir de l'équation 7.100

$$M = 1/m_v = \alpha_m \cdot q_c \text{ (MN/ m}^2\text{)} \quad (7.100)$$

Où les valeurs de α_m varient selon le type de sol et la résistance de cône mesurée comme détaillé au tableau 7.105.

Tableau 7.105 **Variation du coefficient α_m selon le type de sol et la résistance de cône mesurée**
(d'après Lunne *et al.*, 1997)

Type de sol	Plage de résistance de cône mesurée q_c (mn/m ₂)	Plage de coefficient α_m
Argile de faible plasticité (CL)	<0,7	3 à 8
	0,7 à 2,0	2 à 5
	> 2,0	1 à 2,5
Limon de faible plasticité (ML)	> 2,0	3 à 6
	< 2,0	1 à 3
Limon et argile de haute plasticité (MH,CH)	< 2,0	2 à 6
Limon organique (OM)	< 1,2	2 à 8
Tourbe et argile organiques (P, OC)	< 0,7, avec teneur en eau (w)	
	50 % < w < 100 %	1,5 à 4,0
	100 % < w < 200 %	1,0 à 1,5
	w > 200 %	0,4 à 1,0

Note

Lunne *et al.* (1997) présentent d'autres méthodes mettant en corrélation la résistance de cône et le module contraint *M*.

Limite d'élasticité

Plusieurs corrélations ont été établies mettant en rapport les propriétés de base et les propriétés mesurées *in situ* et σ'_y (Kulhawy et Mayne, 1990). Toutefois, toutes les méthodes ont un lien commun avec l'évaluation de la résistance au cisaillement non drainé (c_u), confirmant qu'il existe une corrélation fondamentale entre c_u et σ'_y (ou p'_y). Par conséquent, la résistance au cisaillement non drainé du sol peut initialement être déterminée *via* les méthodes exposées à la section 7.8.3.3.

Des corrélations empiriques existent, mettant en rapport c_u d'une argile normalement consolidée avec la contrainte effective verticale appliquée (σ'_v). Ces expressions se présentent généralement sous la forme (cf. tableau 7.88) :

$$c_u/\sigma'_v \text{ (or } c_u/p'_y) = f(y) \tag{7.101}$$

Si l'on part du principe que la résistance au cisaillement non drainé reflète la valeur maximale de σ'_v que le sol a enregistré par le passé, elle peut être assimilée à p'_y et l'expression réorganisée :

$$\sigma'_v = p'_y = c_u/f(y) \tag{7.102}$$

Des chercheurs ont observé que le rapport c_u/p'_y (ou c_u/σ'_v) varie selon l'indice de plasticité (I_p) et le degré auquel le sol a « vieilli ». Le tableau 7.88 présente plusieurs de ces corrélations. À l'aide du graphe associé à une argile « jeune » (Bjerrum, 1972) et en remplaçant p'_y par σ'_v , p'_y peut être évalué pour une valeur connue d'indice de plasticité (I_p) et c_u à partir de l'équation 7.102, où $f(y)$ désigne le rapport de c_u/σ'_v rapporté sur l'axe des y .

$$p'_y = c_u/0.25 \text{ or } 4c_u \tag{7.103}$$

L'équation 7.103 présente une simple corrélation pour évaluer la limite élastique à partir de la résistance au cisaillement non drainé en l'absence de toute autre donnée.

Coefficient de consolidation

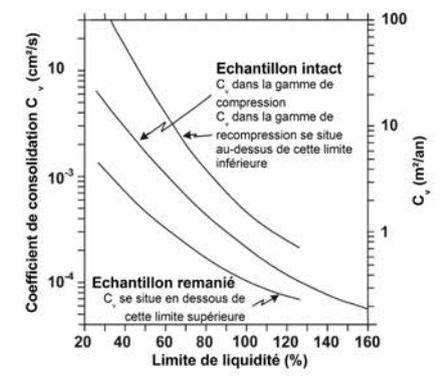
Les essais en laboratoire sont conduits sur des échantillons relativement petits. Sur le terrain, des facteurs comme la texture de sol, la composition et la direction du drainage influenceront la vitesse de la consolidation primaire pouvant survenir cinq à quinze fois plus rapidement que celle évaluée *via* des valeurs de C_v produites en laboratoire.

En l'absence de données mesurées, le tableau 7.106 présente certaines valeurs types de C_v pour divers types de sol et une corrélation de C_v avec limite de liquidité, selon la condition des sols.

Tableau 7.106 Coefficient de consolidation : valeurs types

(d'après Lambe et Whiteman, 1979)

Type de sol	Intervalle d'indice de plasticité (I_p)	Coefficient de consolidation C_v (m ² /an)		
		Non remanié	Remanié	
Argile très plastique	> 25	0,1 à 1,0		Environ 15 à 50 % de la valeur obtenue sur sol non remanié
argile de plasticité moyenne	25 à 15	1,0 à 10		
argile de plasticité faible	< 15	10 à 100		
Limon		> 100		



Corrélation entre C_v et w_l (d'après UFC, 2005)

Coefficient et coefficient modifié de compression secondaire

Le coefficient de compression secondaire (C_{α}) a été mis en corrélation avec le coefficient de consolidation (C_c) pour plusieurs sols (Mesri et Goldlews, 1977) et le coefficient de consolidation modifié a été mis en corrélation avec les teneurs en eau (Mesri, 1973). Ils sont repris au tableau 7.107.

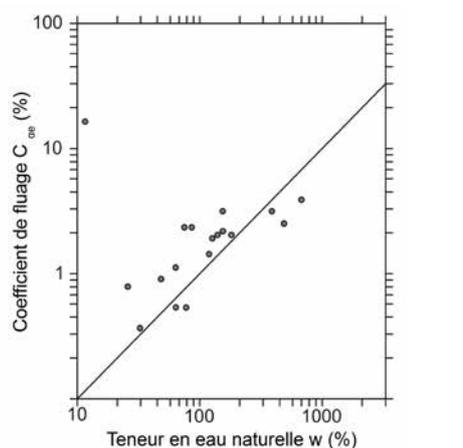
Le rapport entre C_{α} et C_c est plus ou moins constant pour la plupart des argiles normalement consolidées à des charges propres aux pratiques d'ingénierie.

$$C_{\alpha} / C_c = 0.05 \pm 0.01 \quad (7.104)$$

Le tableau 7.107 présente des variations de cette relation avec un type de sol.

Tableau 7.107 Coefficient et coefficient de compression secondaire modifié : valeurs types et corrélation avec teneur en eau naturelle

Type de sol	Coefficient de compression secondaire (C_{α})
Argile normalement consolidée	0,005 à 0,02
Argile très plastique	$\geq 0,03$
Argile organique	$\geq 0,03$
Argile surconsolidée (OCR>2)	< 0,001
Type de sol	C_{α}/C_c
Argile inorganique et limons	$0,040 \pm 0,01$
Argiles organiques et limons	$0,050 \pm 0,01$
Tourbe	$0,075 \pm 0,01$
Notez que le rapport $C_{\alpha}/C_c = C_{\alpha e}/CR$	
Pour la corrélation présentée dans la figure, $C_{\alpha e}$ est lié à la teneur en eau (w%) par :	
$C_{\alpha e} = 0,0001w$	(7.105)



Variation de la teneur en eau naturelle du sol en fonction de l'indice de compression secondaire $C_{\alpha e}$ (Mesri, 1973)

7.8.3.5 Perméabilité

La perméabilité est la propriété qui mesure la facilité de l'eau à circuler dans le sol. Il s'agit de l'une des caractéristiques de sol les plus importantes dans l'évaluation des performances d'une digue. Les infiltrations excessives dans la digue et les sols de fondation peuvent conduire à la rupture en raison de l'instabilité structurelle ou de l'érosion interne. Il est difficile d'estimer l'état d'une digue subissant des écoulements internes à l'occasion d'une inspection visuelle. Cela s'explique par le fait que les infiltrations et écoulements ne surviennent que lorsque les conditions hydrauliques y sont propices. Les écoulements sont alors manifestes, et dans des situations extrêmes, conduisent à la formation de « sand-boil », de renards hydrauliques et des différents processus d'érosion interne, ainsi qu'à l'instabilité des talus. Cela rend la mesure et l'évaluation des caractéristiques de perméabilité capitales pour évaluer la performance d'une digue.

Soumis à une charge hydraulique, l'écoulement laminaire de l'eau à travers la partie saturée de la digue et des sols de fondation peut être définie par la loi de Darcy. Le tableau 7.108 présente le modèle hydraulique conceptuel type simple de l'écoulement de l'eau dans un sol saturé, ainsi que la loi de Darcy.

Tableau 7.108 **Évaluation de la perméabilité dans un sol saturé via la loi de Darcy**

<p>Loi de Darcy :</p> $q = A k i \quad (7.106)$ <p>où :</p> <p>q = débit (m³/s)</p> <p>A = section transversale de l'écoulement (m²)</p> <p>k = coefficient de perméabilité (m/s)</p> <p>i = gradient hydraulique dans la direction de l'écoulement, dh/dx</p>	<p>Représentation schématique du gradient hydraulique dans un sol saturé</p>
--	--

La perméabilité des sols non saturés est inférieure à celle des sols saturés du fait de l'interaction de la tension en surface de l'eau avec les particules du sol, qui ralentit l'écoulement. Cette influence diminue à mesure qu'augmente le degré de saturation. En d'autres termes, la perméabilité augmente proportionnellement à la saturation. Lorsque le degré de saturation est inférieur à 80 %, un grand volume d'air au sein du sol est alors normalement continu à travers les vides de sol et la loi de Darcy n'est pas applicable. Si le degré de saturation est supérieur à 80 %, la plupart du volume d'air présent dans le sol sera discontinu, sous forme de petites bulles bloquées dans les pores, et la loi de Darcy permettra une approximation du comportement.

Dans le cas d'une analyse des écoulements transitoires, les perméabilités de sols non saturés devront alors être utilisées, ce qui peut être effectué à partir de Wösten *et al.* (2001) par exemple.

Il existe plusieurs facteurs à prendre en compte lors de l'évaluation des caractéristiques de perméabilité d'une digue et des sols de fondation, car ils peuvent déterminer la mesure et les analyses ultérieures de l'ensemble des performances de la digue. Ces derniers sont repris au tableau 7.109.

Tableau 7.109 **Exemples de facteurs à prendre en compte lors de l'évaluation de la perméabilité**

Facteur de sol	Influence
Macro-effets	<ul style="list-style-type: none"> • l'eau trouve le chemin offrant le moins de résistance dans la digue et les conditions de terrain variables compliquent l'obtention d'échantillons de laboratoire représentatifs pour les essais ; • des essais sur site, à plus grande échelle, comme les essais de pompage, sont souvent requis pour obtenir une évaluation plus représentative de la perméabilité de masse du sol ; • une évaluation initiale de perméabilité peut être conduite via des valeurs présumées comme celles détaillées au tableau 7.111, elles-mêmes issues de l'observation sur site.

Facteur de sol	Influence
Anisotropie	<ul style="list-style-type: none"> souvent, la perméabilité horizontale d'une digue et des sols de fondation est supérieure à la perméabilité verticale. Cela s'explique par l'agencement horizontal de ces deux parties de l'ouvrage issu du processus de construction, ainsi que par le dépôt sédimentaire alluvionnaire historique. Les essais en laboratoire et sur site doivent tenir compte de cette anisotropie lors de l'échantillonnage, des essais et de l'évaluation de la perméabilité ; les sols de perméabilité supérieure tendent à être des sols non cohésifs qui sont complexes à prélever par des méthodes de prélèvement d'échantillons intacts, non remaniés, qui préserveraient la structure du sol.
Sol partiellement saturé	<ul style="list-style-type: none"> les digues peuvent ne barrer l'écoulement de l'eau d'une crue que sur une période limitée. La plupart du temps, elles ne retiennent pas l'eau (dignes sèches). Les perméabilités mesurées se fondent généralement sur des conditions stables entièrement saturées, ce qui surestime la perméabilité du sol partiellement saturé.
Méthode d'échantillonnage	<ul style="list-style-type: none"> les échantillons globaux sont généralement obtenus sur des sols non cohésifs. La technique d'échantillonnage peut aboutir à une perte de fines, notamment lorsque le sondage est réalisé <i>via</i> des techniques de forage à percussion par câble (tableau 7.149), ce qui peut affecter la perméabilité évaluée ou mesurée.

Il existe diverses méthodes d'essai *in situ* et en laboratoire et différentes corrélations pouvant servir à évaluer la perméabilité des sols. Les essais en laboratoire requièrent des échantillons intacts, généralement de classes 1 ou 2, mais ces derniers ne peuvent être obtenus que sur des sols cohésifs. Pour les sols non cohésifs, les échantillons ne conservent pas la structure *in situ* et il existe un risque de perte de fines. Certaines des méthodes courantes pour évaluer la perméabilité sont abordées au tableau 7.110.

Tableau 7.110 Exemples de méthodes *in situ* et en laboratoire pour évaluer la perméabilité

Méthode	Applications	Limites
Essais de dissipation au CPT	<ul style="list-style-type: none"> la perméabilité horizontale des sols autour du piézocône du CPT peut être estimée soit à partir de la classification du sol ou de calculs fondés sur le temps de dissipation partielle de la pression interstitielle de l'eau en excès ; procure une estimation initiale de la perméabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> influence limitée à un petit volume du sol autour du CPT (dépendant de la texture, de la compacité du sol) ; les résultats doivent être vérifiés à l'aide d'autres méthodes.
Perméamètre de surface ou essai d'infiltration : systèmes ouverts et fermés	<ul style="list-style-type: none"> permet de mesurer un volume d'infiltration ou de percolation en surface ; les systèmes en circuit ouvert sont utilisés pour mesurer la perméabilité dans la gamme comprise entre 10^{-5} et 10^{-8} m/s ; les systèmes en circuit fermé sont utilisés lorsque la perméabilité est inférieure à 10^{-8} m/s. 	<ul style="list-style-type: none"> selon la perméabilité des sols, l'essai dure de plusieurs minutes à plusieurs jours ; l'installation de l'appareil exige beaucoup de précautions pour éviter la lecture erronée provenant d'une perte d'eau accidentelle (fuite) au niveau des bords extérieurs ; les profondes fissures dans le sol peuvent offrir un chemin d'écoulement préférentiel ; l'infiltration peut varier au cours du temps en fonction de la fermeture ou de l'ouverture de fissures ; des limites liées au niveau de charge hydraulique peuvent s'appliquer, elle est généralement de moins d'un mètre.
Essais de pompage : pompage de l'eau à partir d'une fouille et mesure de la courbe de rabattement à l'état d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> procure une estimation de la perméabilité à une échelle macroscopique ; peut fournir une bonne source de données pour la conception d'un puits de décharge. 	<ul style="list-style-type: none"> plus onéreux et plus long que les autres essais peut exiger la mise au rebut de grandes quantités d'eau à partir d'un essai de rabattement dans une fouille ; ne procure pas de données sur les couches de sol situées au-dessus du niveau de la nappe phréatique ; la fluctuation de la nappe phréatique au cours de l'essai peut affecter les résultats.

Méthode	Applications	Limites
Essais à charge variable, ascendante et descendante, en forage	<ul style="list-style-type: none"> procure une estimation de la perméabilité à une échelle macroscopique ; adapté aux sols de perméabilité comprise entre 10^{-6} et 10^{-9} m/s ; l'essai de charge descendante peut être exécuté dans une zone non saturée au-dessus du niveau de la nappe phréatique, mais les résultats doivent être traités avec précaution. 	<ul style="list-style-type: none"> dans un terrain instable où le tubage doit être partiellement extrait, la section d'essai (lanterne) doit être préparée à l'aide d'un tube perforé ou d'un massif filtrant en guise de soutien ; la fluctuation au niveau de la nappe phréatique au cours de l'essai peut affecter les résultats ; les résultats ne concernent que les sols influençant l'écoulement de l'eau dans la zone d'essai ; tout sédiment en suspension dans la colonne d'eau peut décanter lors de l'essai de charge descendante, ce qui réduit la perméabilité du système.
Essai à charge constante en forage	<ul style="list-style-type: none"> procure une estimation de la perméabilité à une échelle macroscopique ; adapté aux sols de perméabilité comprise entre 10^{-4} et 10^{-7} m/s ; peut être exécuté dans une zone non saturée au-dessus du niveau de la nappe phréatique. 	<ul style="list-style-type: none"> sur un terrain instable où le tubage doit être partiellement extrait, la section d'essai (lanterne) doit être préparée à l'aide d'un tube perforé ou d'un massif filtrant en guise de soutien ; la fluctuation de la nappe phréatique au cours de l'essai peut affecter les résultats ; les résultats ne concernent que les sols influençant l'écoulement de l'eau dans la zone d'essai ; tout sédiment en suspension dans la colonne d'eau peut décanter, ce qui réduit la perméabilité du système.
Essais à charge variable, ascendante, descendante, et à charge constante dans un piézomètre	<ul style="list-style-type: none"> mesurer la perméabilité horizontale des couches de sol individuelles en dessous du niveau de la nappe phréatique. 	<ul style="list-style-type: none"> la perméabilité du massif filtrant au niveau de la crépine du piézomètre doit être supérieure à la perméabilité du sol mesuré.
Analyse de bouchon – ajout ou suppression rapide d'une quantité d'eau mesurée dans une fouille et mesure de la récupération dans le temps	<ul style="list-style-type: none"> essai relativement bon marché et rapide ; peut être réalisé dans les forages existants. 	<ul style="list-style-type: none"> procure une estimation de la perméabilité pour le sol au niveau de la crépine ; la perméabilité du bouchon de sable dans les puits peut avoir un impact sur les résultats.
Essai à charge constante au perméamètre	<ul style="list-style-type: none"> évaluation en laboratoire pour les sols grossiers perméabilité comprise entre 1 et 10^{-2} m/s (grande cellule de charge constante) et entre 10^{-2} et 10^{-5} m/s (cellule de charge constante normalisée). 	<ul style="list-style-type: none"> applicable aux sols contenant moins de 10 % de fines environ ou de perméabilité $>10^{-6}$ m/s ; le débit doit être suffisamment faible pour maintenir un écoulement laminaire à travers le sol.
Essai à charge variable, descendante, au perméamètre	<ul style="list-style-type: none"> évaluation en laboratoire pour les sols fins ; l'échantillon peut être préparé pour évaluer la perméabilité horizontale ou verticale ; perméabilité comprise entre 10^{-5} et 10^{-9} m/s 	<ul style="list-style-type: none"> l'échantillon doit être uniforme et représentatif des conditions sur site ; la durée de réalisation de l'essai augmente rapidement avec l'augmentation de la teneur en fines ; il est essentiel d'attendre la saturation complète de l'éprouvette avant les essais ; les gradients hydrauliques appliqués doivent être compatibles avec la perméabilité du sol.
Essai de perméabilité à l'œdomètre	<ul style="list-style-type: none"> évaluation en laboratoire pour les sols fins de perméabilité très faible ; la perméabilité du sol peut être calculée à partir des données de l'essai de consolidation à l'œdomètre ; considéré comme une évaluation initiale ou essai de confirmation ; perméabilité $> 10^{-9}$ m/s. 	<ul style="list-style-type: none"> les résultats doivent être vérifiés avec d'autres données en raison de la taille réduite de l'échantillon ; les incréments de charge doivent être maintenus sur toute la durée et non abrégés ; le poids volumique absolu mesuré est utilisé dans les calculs.

Méthode	Applications	Limites
Cellule triaxiale	<ul style="list-style-type: none"> évaluation en laboratoire pour les sols fins de perméabilité faible. 	<ul style="list-style-type: none"> il est essentiel d'attendre la saturation complète de l'éprouvette avant les essais ; l'application de gradients hydrauliques adaptés au type de sol est nécessaire ; ne pas utiliser de bandes filtrantes sur le côté des éprouvettes pour obtenir une saturation complète.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> détermination des écoulements, charges hydrauliques, gradients hydrauliques et évaluation du potentiel pour le développement de renards hydrauliques et d'érosion interne au sein de la digue et des sols de fondation. 		

Ces valeurs se fondent généralement sur un rétrocalcul à partir de bases de données historiques locales sur des formations géologiques similaires. Le tableau 7.111 et la Figure 7.68 présentent des exemples de perméabilités types pour différents types de sol.

Tableau 7.111 Plages de perméabilité pour différents types de sol (ICE, 2012)

Type de sol	Degré de perméabilité	Valeurs de perméabilité types (m/s)
Graviers propres	Élevé	$> 10^{-3}$
Mélanges de sable et de gravier	Moyen	10^{-3} à 10^{-5}
Sables très fins, sables limoneux	Faible	10^{-4} à 10^{-7}
Limon et limon/sable/argiles interstratifiés	Très faible	10^{-6} à 10^{-9}
Argiles intactes	Pratiquement imperméable	$< 10^{-9}$

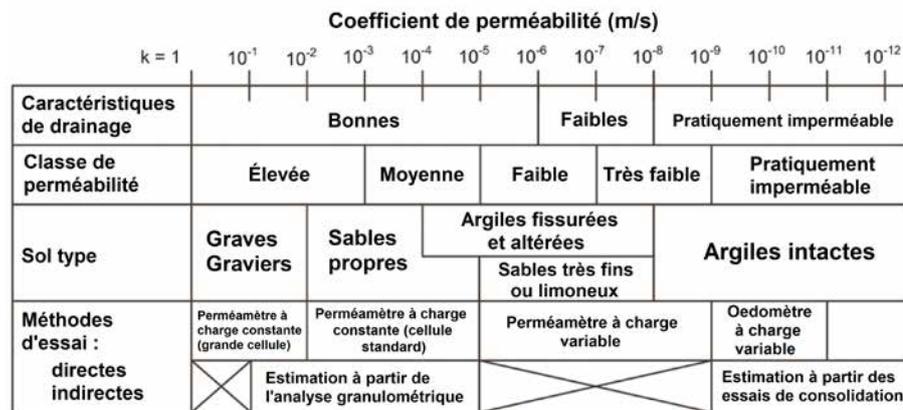


Figure 7.68 Gammes de perméabilité pour différents types de sol (source : Head, 1982)

La figure 7.69 présente une corrélation entre la taille des grains du sol (d_{10}), l'indice des vides (e) et la perméabilité (k) pour les sols grossiers propres.

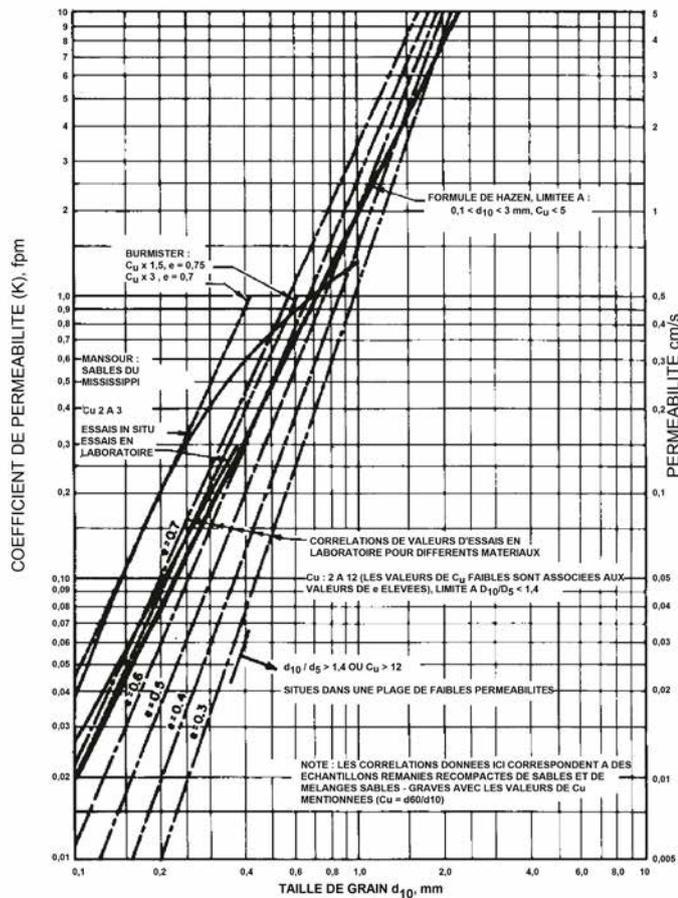


Figure 7.69 Perméabilité des sables et de mélanges sable-graviers (source : UFC, 2005)

Les caractéristiques de perméabilité peuvent aussi être estimées via des formules empiriques se basant sur la distribution granulométrique du sol. Les résultats de ces méthodes varient souvent de un à plusieurs ordres de grandeur et les résultats doivent être traités avec précautions. Le tableau 7.112 présente des approches empiriques ayant servi à évaluer la perméabilité à partir de la granulométrie. De par leur nature, ces méthodes ne sont applicables qu'aux sols grossiers ayant des perméabilités comprises entre 10^{-1} et 10^{-5} m/s.

Tableau 7.112 Exemples de corrélations empiriques pour l'évaluation de la perméabilité dans les sols grossiers

Méthode	Applications	Limite														
<p>Hazen (1892)</p> $k = 0.01 D_{10}^2 \text{ (m/s)} \quad (7.107)$ <p>Plus généralement :</p> $k = C D_{10}^2 \text{ (m/s)} \quad (7.108)$ <p>où :</p> <p>k = perméabilité (m/s) C = coefficient variant selon C_u d_{10} et d_{60} désignent les tailles de grain en mm, correspondant à 10 et 60 % de passants cumulés</p>	<table border="1"> <tr> <td>$C_u = d_{60}/d_{10}$</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>1,0 à 1,9</td> <td>0.011</td> </tr> <tr> <td>2,0 à 2,9</td> <td>0.010</td> </tr> <tr> <td>3,0 à 4,9</td> <td>0.009</td> </tr> <tr> <td>5,0 à 9,9</td> <td>0.008</td> </tr> <tr> <td>9,9 à 19,9</td> <td>0.007</td> </tr> <tr> <td>> 20,0</td> <td>0.006</td> </tr> </table>	$C_u = d_{60}/d_{10}$	C	1,0 à 1,9	0.011	2,0 à 2,9	0.010	3,0 à 4,9	0.009	5,0 à 9,9	0.008	9,9 à 19,9	0.007	> 20,0	0.006	<ul style="list-style-type: none"> équation simple à utiliser pour l'évaluation préliminaire de la perméabilité applicable aux sables propres à partir desquels l'équation a été développée sur la base d'un travail expérimental néglige l'influence de l'indice des vides sur la perméabilité, qui est considérable.
$C_u = d_{60}/d_{10}$	C															
1,0 à 1,9	0.011															
2,0 à 2,9	0.010															
3,0 à 4,9	0.009															
5,0 à 9,9	0.008															
9,9 à 19,9	0.007															
> 20,0	0.006															

Méthode	Applications	Limite
<p>équation de Kozeny – Carman</p> <p><i>Carman (1939)</i></p> $k = \frac{\rho_w g}{C \eta_w S^2} \times \frac{e^3}{1+e} \quad (7.109)$ <p>où :</p> <p>k = coefficient de perméabilité (m/s) g = accélération due à la gravité (9,81 m/s²) ρ_w = masse volumique de l'eau (1,00 Mg/m³) η_w = viscosité dynamique de l'eau (1 MPa à 20°C) e = indice des vides du sol S = surface spécifique des grains (mm⁻¹) C = facteur de forme des grains (5 pour des particules sphériques)</p> <p>Cela peut être simplifié ainsi :</p> $k_{20} = 1.962 \frac{1}{f S^2} \times \frac{e^3}{1+e} \quad (7.110)$ <p>où :</p> <p>k_{20} = coefficient de perméabilité à 20°C (m/s)</p>	<ul style="list-style-type: none"> prend en compte la granulométrie totale pour les sols granulaires contenant plusieurs tailles de grains, l'angularité est attribuée à chaque fraction granulaire (cf. section 7.8.3.1). La surface spécifique est également évaluée pour chaque fraction granulaire. Cela donne une valeur de fS^2 pour chaque taille de tamis. Un facteur combiné pour l'échantillon total est obtenu en combinant les facteurs pour chaque fraction granulaire proportionnellement au pourcentage de chacune des fractions. 	<ul style="list-style-type: none"> calcul plus complexe l'évaluation de l'indice des vides est également requise considérée non adaptée pour les sols fins <p>Toutefois, les travaux de Chaouis et Aubertine (2003) suggèrent qu'elle peut servir à estimer les perméabilités dans la plage 10⁻¹ à 10⁻¹¹ m/s avec un résultat compris entre 0,33 et 3 fois la valeur mesurée.</p>
<p>f = facteur d'angularité des grains</p> <p>Les valeurs types sont :</p> <p>$f = 1,10$ (arrondi) $f = 1,25$ (subarrondi) $f = 1,40$ (angulaire)</p>	<p>S = surface spécifique des grains (mm⁻¹)</p> $S = \frac{6}{\sqrt{(d_1 d_2)}} \quad (7.111)$ <p>où :</p> <p>d_1 et d_2 désignent les tailles minimale et maximale de grains prises en compte (mm)</p>	

7.8.3.6 Érodabilité

L'érosion des sols composant la digue s'explique par un départ de particules du sol ou d'agrégats de particules du sol sous l'action de l'eau. L'érosion des sols sous un revêtement dur peut contribuer à détériorer la protection de surface. Sur les digues ne possédant pas de revêtement, l'érosion peut survenir au niveau de la zone d'attaque des vagues ou là où les écoulements d'eau sont concentrés localement par des structures artificielles ou des obstacles naturels.

L'érosion peut être causée par différents mécanismes :

- Dispersion** : séparation de particules fines de la surface de la masse de sol en présence d'eau. Cela peut survenir en l'absence d'écoulement, par une perte de la liaison électrochimique entre les particules d'argile, ce qui entraîne une perte de cohésion. Pour certains sols, cela peut être un facteur important dans un environnement soumis à des variations de type eau salée/eau douce.
- Écoulements superficiels** : le mouvement de l'eau à la surface d'un sol peut détacher et mobiliser des particules du sol individuelles ou des agrégats de particules. Ce processus est généralement plus prononcé pour les sols sableux que pour les argiles. Toutefois, selon sa structure, sa texture, sa compacité, l'argile peut présenter une faible résistance à l'érosion.
- Action des vagues** : les forces engendrées par le déferlement des vagues sur le talus d'une digue provoquent le remaniement et la mobilisation de particules et d'agrégats du sol. L'action des vagues peut aussi s'accompagner d'une augmentation de pression au niveau de blocs d'argile fissurés par la dessiccation ce qui peut les déloger. Un mécanisme similaire peut survenir sur le talus de la digue côté terre lors de la surverse ou du franchissement par paquets de mer d'une digue.

Il existe plusieurs essais *in situ* et en laboratoire pour évaluer l'érodabilité d'un sol, repris au tableau 7.113.

Tableau 7.113 Exemples de méthodes en laboratoire et in situ d'évaluation de l'érodabilité

Méthode	Applications	Limites
<i>Essai d'émiettage (crumb test)</i> : évaluation visuelle du degré de dispersion de particules et agrégats du sol dans de l'eau distillée ou dans une solution de soude (NaOH)	<ul style="list-style-type: none"> évaluation qualitative du potentiel de dispersion <i>via</i> une évaluation visuelle. 	<ul style="list-style-type: none"> n'est pas une évaluation quantitative directe de l'érodabilité en raison de l'action de l'eau.
<i>Essai au cylindre</i> : version plus élaborée de l'essai d'émiettage réalisée sur un échantillon de sol reconstitué	<ul style="list-style-type: none"> quantifie la géométrie de désagrégation d'une éprouvette de sol immergé non saturé comme une fonction du temps ; évaluation visuelle de l'hydratation et de la dispersion. 	<ul style="list-style-type: none"> n'est pas une évaluation quantitative directe de l'érodabilité en raison de l'action de l'eau.
<i>Essai de dispersion</i> : granulométrie (méthode par hydromètre) déterminée sur des échantillons prétraités et non traités	<ul style="list-style-type: none"> fournit une indication des caractéristiques de dispersion naturelle des sols argileux. 	<ul style="list-style-type: none"> la méthode ne permet pas d'identifier la dispersion de tous les sols argileux. Elle offre environ 85 % de probabilité de prédire le comportement dispersif.
<i>Essai chimique</i> : détermination du taux d'absorption du sodium	<ul style="list-style-type: none"> procure une indication permettant de savoir si une argile est dispersive ; détermine la quantité de sodium dans l'eau interstitielle du sol par rapport à d'autres cations. 	<ul style="list-style-type: none"> procédure d'essai complexe nécessitant un équipement généralement présent dans un laboratoire de chimie.
<i>Essai au trou d'épingle</i> : eau distillée passée à travers un trou de d'un millimètre de diamètre sur un échantillon recompacté	<ul style="list-style-type: none"> procure une indication sur la dispersion et l'érodabilité colloïdale de l'argile ; trois méthodes alternatives de classification de la dispersion de l'argile sont possibles en fonction des résultats de l'essai. 	<ul style="list-style-type: none"> n'est pas une méthode d'essai quantitative ; procure une évaluation relative de résistance à l'érosion d'une argile.
<i>Essai d'érosion par jets mobiles (MoJET – Mobile Jets Erosion Test)</i> : six jets de lance rotatifs dispensent une action érosive sur la surface d'un sol	<ul style="list-style-type: none"> détermination quantitative et qualitative de l'érosion du matériau de surface en laboratoire ou sur site ; du matériau de surface peut être inclus 	<ul style="list-style-type: none"> exige du personnel expérimenté pour son exécution.
<i>Essai d'érosion de trou (HET – Hole Erosion Test)</i> : eau distillée passée à travers un trou de 6 mm de diamètre sur un échantillon recompacté	<ul style="list-style-type: none"> procure une caractérisation quantitative de l'érosion par renard hydraulique sur un échantillon remanié recompacté ; procure une mesure plus complète des paramètres d'érosion. 	<ul style="list-style-type: none"> essai exécuté en laboratoire ; exige du personnel expérimenté pour son exécution.
<i>Essai d'érosion de jet (en laboratoire ou sur site)</i> : buse de jet unique immergée avec charge de pression constante	<ul style="list-style-type: none"> estimation quantitative de l'érodabilité des sols ; méthode en laboratoire exécutée sur des échantillons intacts ou remaniés ; méthode sur site exécutée sur des sols <i>in situ</i>. 	<ul style="list-style-type: none"> non adapté pour les sols dont la taille de grain dominante est > 70 mm. Les grains plus gros peuvent augmenter l'érodabilité des grains les plus fins ; le degré de saturation avant les essais peut affecter les résultats ; exige du personnel bien équipé et expérimenté pour son exécution.
Intérêt pour les digues		
<ul style="list-style-type: none"> procure un indicateur qualitatif et quantitatif de la propension des sols à se disperser ou s'éroder sous l'action de l'eau. 		

La résistance à l'érosion d'un sol peut aussi être évaluée à partir de propriétés physiques comme la granulométrie et les limites d'Atterberg. Il a été constaté que les sols contenant plus de 40 % de sable peuvent s'éroder rapidement à des débits relativement faibles. Les sols ayant un indice de plasticité inférieur à 18 % s'érodent rapidement aussi. Toutefois, les argiles ayant des limites de liquidité supérieures à 45 % offrent généralement une résistance élevée à l'érosion, même à des débits durablement élevés.

Cela est notamment le cas si leur indice de plasticité est également élevé (Taw, 1996). Les conclusions du rapport Taw (1996) sont reprises au tableau 7.114.

Tableau 7.114 **Évaluation de la classe de résistance à l'érosion en fonction de la granulométrie et des limites d'Atterberg**
(source : Taw, 1996)

Classe de résistance à l'érosion	Propriétés de base
Argile résistante à l'érosion	Limite de liquidité : > 45 % Indice de plasticité : au-dessus de la ligne A sur le graphe de plasticité Teneur en sable : < 40 %
Argile modérément résistante à l'érosion	Limite de liquidité : < 45% Indice de plasticité : > 18% Teneur en sable : < 40 %
Argile avec une faible résistance à l'érosion	Limite de liquidité : en-dessous de la ligne A sur le graphe de plasticité Indice de plasticité : <18 % Teneur en sable : <40 %

Les classes de résistance à l'érosion associées aux limites d'Atterberg sont reprises à la figure 7.70.

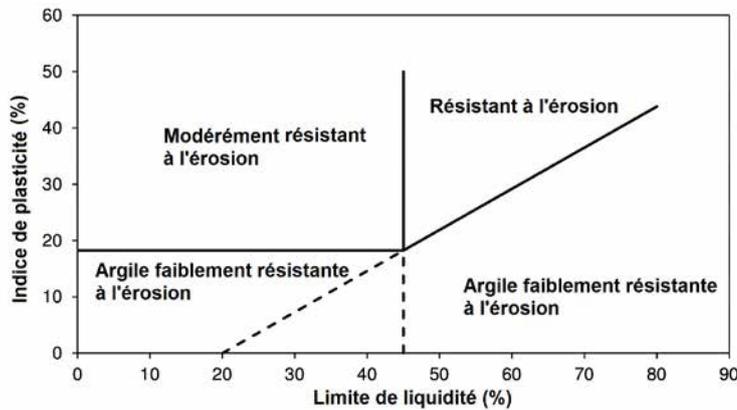


Figure 7.70 **Résistance à l'érosion définie par rapport à l'abaque de plasticité de Casagrande**
(d'après Taw, 1996)

7.8.4 Détermination de valeurs caractéristiques

La caractérisation du site peut permettre de recueillir une grande variété de données, avec des gammes de valeurs étendues. Toutefois, les calculs de dimensionnement exigent une seule valeur pour chaque paramètre, correspondant à l'état limite de chaque unité de sol sur une zone donnée. L'éventail de données doit être interprété pour procurer des modèles géotechniques caractéristiques simplifiés appropriés à la méthode d'analyse.

La production d'une valeur caractéristique exige un avis professionnel. Parmi les facteurs à prendre en compte figurent :

- les codes et normes de conception utilisés ;
- le degré de conservatisme approprié pour l'état limite en cours d'analyse ;
- l'applicabilité des données à l'état limite évalué ;
- en matière de résistance du sol, les caractéristiques résiduelles du sol après rupture ;
- la méthode par laquelle des coefficients ou des corrélations empiriques ont été originellement déduites ;
- les quantité et qualité de données disponibles ;
- une expérience comparable.

« La sélection de valeurs caractéristiques pour des paramètres de terrain associés constitue probablement la tâche la plus importante entreprise par un ingénieur en matière de dimensionnement. Bien que des facteurs partiels [ou d'autres méthodes d'intégration de la sécurité dans le dimensionnement] procurent un certain degré de fiabilité, ils ne peuvent pas compenser les erreurs manifestes de jugement lors de l'interprétation des conditions opérationnelles sur le terrain. »

Source : Bond et Harris, 2008

Considérations lors de l'évaluation d'une valeur caractéristique

Les données semblant aberrantes ou anormales exigent une attention particulière. Les méthodes d'essai doivent être vérifiées pour éviter les erreurs, les limites de couches du sol précédemment évaluées peuvent avoir besoin d'être réévaluées, et les données doivent être considérées dans l'espace. Les résultats peuvent être comparés à d'autres données afin de fournir des preuves justificatives ou informatives quant à la validité des données. Si les résultats sont considérés valides, le concepteur doit alors envisager la possibilité que les valeurs sont représentatives des conditions locales à ce stade et développer une approche offrant suffisamment de latitude à ces données. Concevoir un système de digue complet, fondé sur les pires conditions du sol, risque de rendre le projet inabordable. Ignorer une anomalie/aberration manifeste risque d'aboutir à une vulnérabilité du système de digue. Aussi, les données de même type ne doivent-elles pas être regroupées et évaluées sans distinction de leur localisation sur le site, et il faut prendre en compte la répartition spatiale en fonction du contexte géologique.

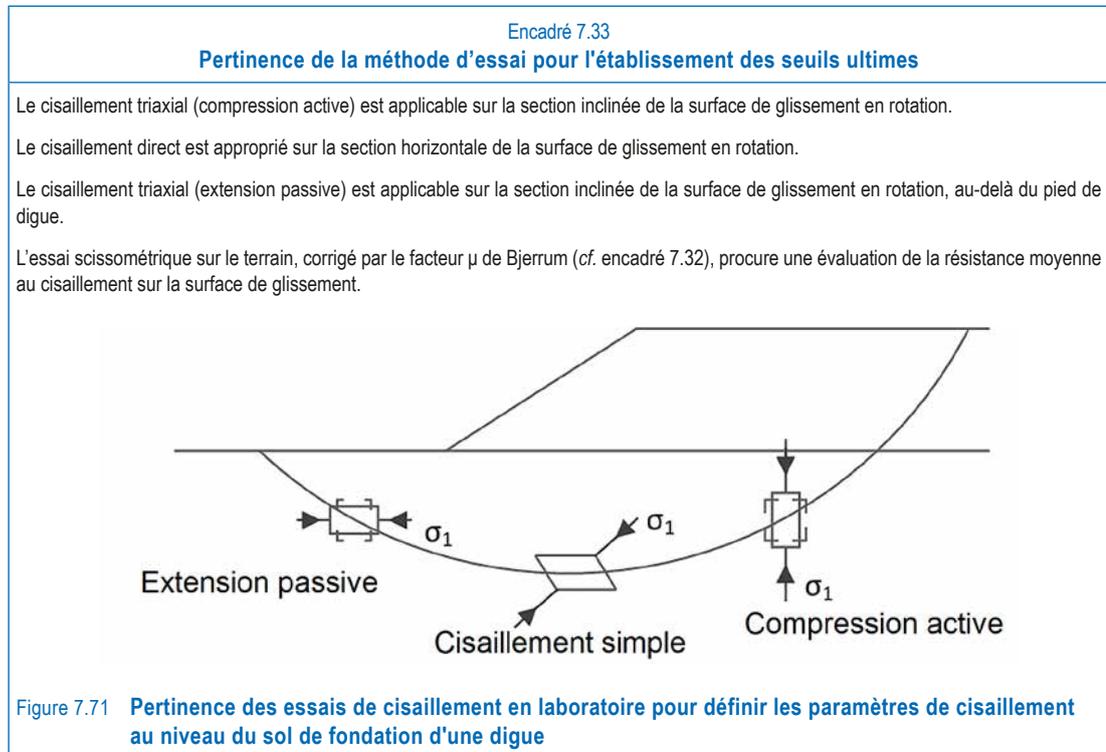
L'évaluation spatiale des données en plan et en 3D (ou en profondeur, par rapport au toit d'une formation lithologique par exemple) peut être obtenue en consultant les données en 2D sur un plan et *via* des coupes verticales et en 3D, le cas échéant. Si des visualisations en 3D ne sont pas disponibles, des données clés peuvent alors être reportées sur une vue plane pour permettre d'identifier la variabilité latérale des propriétés. Certains changements et tendances peuvent être reliés au contexte géologique et à l'historique du site, ou simplement indiquer que quelque chose est différent à un emplacement spécifique et nécessite d'être mieux étudié. Effectuer un référencement de la localisation de données apparemment anormales, avec des informations contenues dans le modèle géotechnique (cf. section 7.1.3), peut permettre de les expliquer. Un certain niveau d'interprétation des données en temps réel peut être effectué sur le terrain pour permettre la validation et/ou la mise à jour du modèle, et pour identifier des zones ayant besoin d'être mieux étudiées pendant que l'équipement nécessaire se trouve encore sur le site. Accorder de l'intérêt à la répartition spatiale des données peut contribuer à l'identification d'emprises pour la construction d'une digue avec des caractéristiques similaires en termes de types de sol et de propriétés géotechniques.

Afin de veiller à ce que les résultats d'essais en laboratoire et *in situ* sur le terrain soient cohérents et crédibles, ils peuvent être comparés les uns aux autres, ainsi qu'à d'autres sources de données, parmi lesquelles :

- les informations contenues dans le modèle géotechnique ;
- le contexte géologique ;
- les méthodes géologiques et autres méthodes de relevé à distance ;
- les relevés et observations sur site ;
- la description des échantillons ;
- les variations des résultats entre les équipes de forage sur place et les résultats des précédentes phases de l'étude ;
- les corrélations avec les propriétés physiques ;
- les données d'autres sites similaires ;
- les valeurs de la littérature ;
- les études de cas, surtout celles concernant la rétroanalyse des conditions de seuil.

Il faut avoir conscience des effets d'échelle et des limites de la méthode d'essai sur les résultats. Cela peut être reflété dans la taille de l'échantillon testé en laboratoire, et dans les différences entre les résultats des essais en laboratoire et ceux des essais *in situ*. Généralement, plus le volume du sol testé est grand et plus le résultat sera représentatif de la masse du sol *in situ*. C'est pourquoi une interprétation appropriée des données est requise.

Différentes formes d'essais, qui mesurent en apparence le même paramètre, peuvent donner des résultats différents et doivent être utilisées de manière adéquate dans les calculs. Par exemple, dans les argiles, la résistance au cisaillement non drainé peut être mesurée par cisaillement triaxial, par cisaillement direct ou au scissomètre. Chaque méthode donnera une valeur différente, certaines étant applicables à des sections distinctes de la surface de rupture, surface caractérisant l'état limite ultime (ELU) de glissement de talus d'une digue. Cela est illustré à l'encadré 7.33. Les données de l'essai reproduisant le mieux la condition de seuil doivent être utilisées.



Les valeurs caractéristiques doivent être suffisamment prudentes pour tenir compte de l'incertitude résiduelle au terme du processus de caractérisation. Les types de sol, leurs propriétés et les limites peuvent considérablement varier sur de courtes distances, verticalement et latéralement, du fait des particularités géologiques complexes et dynamiques le long des rivières, des côtes et des estuaires. En dépit de bonnes pratiques, compte tenu de la variabilité inhérente du sous-sol, il est possible, voire probable, que les études puissent manquer les meilleures et les pires conditions de sol présentes sur le site. Si les digues sont des structures linéaires, parfois longues, il suffit d'une rupture locale au niveau d'un point faible pour que tout le système s'effondre.

Il existe une variation notable dans la manière dont le facteur de sécurité est traité dans un diagnostic ou dans une démarche de dimensionnement pour éviter l'occurrence d'un état limite ultime. Ce facteur de sécurité peut uniquement être intégré à la valeur caractéristique, ou être appliqué séparément dans les calculs *via* des facteurs partiels sur des actions (charges) ou à leurs effets, ou en garantissant que les actions de confortement dépassent les actions perturbatrices dans une proportion définie (facteur de sécurité concentré), ou cela peut être une combinaison des deux. Pour en savoir plus, il convient de se reporter aux normes des différents pays ainsi qu'à la section 9.10.1.

Diverses terminologies ont servi à décrire qualitativement les différents degrés de prudence pouvant s'appliquer pour déduire des valeurs caractéristiques de paramètres géotechniques. Pour chaque cas, d'autres facteurs peuvent être intégrés à l'analyse pour veiller à ce que la condition d'état limite ultime ne soit pas dépassée :

- **estimation prudente** : « *estimation prudente de la valeur affectant l'occurrence du seuil.* » (paragraphe 2.4.5.2(2)P, BS EN 1997-1:2004) ;
- **représentatif** : « *estimation prudente des propriétés du sol tel qu'il existe in situ... dûment applicable à la partie à dimensionner pour laquelle il est destiné.* » (BS 8002:1994) ;

- **modérément conservatif** : « *meilleure estimation prudente (Padfield et Mair, 1984) ou « moyenne prudente minimum » (Bond et Harris, 2008) ;*
- **la moins crédible** : « *le pire pouvant potentiellement arriver. Pas le pire physiquement possible, mais une valeur censée être infranchissable.* » (Padfield et Mair, 1984).

Lorsque la valeur la moins crédible est adoptée, des facteurs de sécurité ou des facteurs partiels inférieurs peuvent s'appliquer.

Les valeurs caractéristiques doivent garantir que la mesure est définie de manière raisonnable. Dans une analyse de stabilité au glissement, des valeurs de paramètres de cisaillement inférieures donneront un résultat plus prudent, mais, lors d'une évaluation des écoulements hydrauliques à travers la digue, des valeurs de perméabilité élevées sont plus prudentes. Toutefois, des valeurs de perméabilité faibles peuvent s'avérer plus prudentes pour un sol faiblement perméable reposant sur un sol fortement perméable, configuration dans laquelle le mode de rupture attendu est le soulèvement hydraulique. Il existe donc des situations où des valeurs caractéristiques élevées et faibles peuvent être appropriées pour le même paramètre dans le même sol, la valeur utilisée dépendant de la condition de seuil évaluée. Des valeurs caractéristiques supérieures peuvent s'avérer plus appropriées dans des conditions extrêmes (par exemple situations accidentelles ou sismiques) mais pas pour des conditions permanentes ou variables.

Lorsque le maintien d'une qualité de service à long terme doit être vérifié, il s'avère judicieux de conduire une analyse de sensibilité pour évaluer les conséquences de la plage de données jugée crédible. Par exemple, lors de l'évaluation du tassement à long terme d'une digue, il peut s'avérer judicieux de prendre non seulement en compte le tassement dû à la valeur caractéristique de compressibilité, mais aussi d'évaluer l'amplitude de tassement la plus probable *via* la valeur moyenne et la valeur limite supérieure des paramètres, pour avoir une idée des tassements pouvant survenir.

Les analyses probabilistes explorent la conséquence de la variabilité d'un ou plusieurs paramètres. En conséquence, l'écart type de l'ensemble de données pour le paramètre est généralement requis. Toutefois, il faut bien tenir compte des points soulevés ici, car des techniques statistiques simples peuvent se révéler inadaptées et une approche « par inspection » pragmatique pour définir ces valeurs peut s'avérer plus pertinente.

Quantification des valeurs caractéristiques

Divers degrés de prudence ont été décrits pour définir de manière qualitative la valeur caractéristique. Le recours à des méthodes statistiques quantitatives d'évaluation d'une valeur caractéristique doit être envisagé avec précaution car l'application des statistiques risquerait de s'écarter d'une bonne appréciation technique fondée sur l'ensemble des informations disponibles, et pas uniquement sur les résultats d'essais.

Bond et Harris (2008) présentent une discussion détaillée sur l'évaluation de la valeur caractéristique dans le contexte de l'EC7, mais les principes généraux peuvent s'appliquer dans d'autres cas. Toutefois, les autres codes et normes des différents pays doivent être spécifiquement mentionnés.

Lors de la sélection des valeurs caractéristiques pour un paramètre de terrain, il faut accorder de l'importance à la part de terrain impliquée dans l'occurrence du seuil. Lorsque la rupture du système, par exemple de l'ensemble de la fondation, exige une surface de rupture qui s'étend sur un(e) grand(e) zone/volume de sol, ce sont les propriétés moyennes des sols affectés par le seuil qui régissent son occurrence. La valeur caractéristique renvoie à une estimation prudente de la valeur pondérée au plan spatial du paramètre correspondant à la zone/au volume de sol associé(e) à l'occurrence du seuil. Si la rupture du système survient en conséquence d'une rupture locale, la valeur moyenne au plan spatial n'est pas le paramètre correspondant.

Dans le contexte de l'EC7, la valeur caractéristique est tenue de représenter une évaluation à 95 % de confiance pour la valeur moyenne. Dans le contexte d'une valeur caractéristique inférieure, il s'agit d'une valeur ayant 95 % de probabilité d'être franchie par la moyenne spatiale. D'un point de vue statistique, la valeur caractéristique s'écartera de la moyenne spatiale là où il figure moins de données disponibles et/ou seul un petit volume de sol est affecté par l'état limite ultime.

Avertissement

BS EN 1997-1:2004 définit une propriété de matériau caractéristique en termes de fractiles à 5 et 95 %, c'est-à-dire que, lorsque des valeurs faibles sont défavorables, la valeur caractéristique doit être définie par le fractile à 5 % et, lorsque des valeurs élevées sont défavorables, elle doit être définie par le fractile à 95 %.

Cette définition ne s'applique réellement qu'aux matériaux élaborés, dont les propriétés peuvent vraisemblablement être comprises dans un fuseau étroit de valeurs, et non à des systèmes complets.

Les sols sont très variables et une approche statistique peut ne pas être applicable, car les ensembles de données sont souvent restreints, répartis anormalement autour de la moyenne et contiennent beaucoup de dispersions.

Toutefois, il existe des situations où une telle expérience dans certains pays montre que cette approche est applicable à certaines techniques.

Il existe plusieurs autres approches statistiques pouvant faire office de point de départ pour permettre de choisir une valeur caractéristique. Cela peut inclure des outils statistiques comme :

- une moyenne ;
- un écart type ;
- un degré de confiance de 95 % sur la valeur – en partant d'une répartition normale ;
- une répartition log-normale et une moyenne géométrique.

La moyenne arithmétique (pondérée) décrit la tendance centrale de l'ensemble de données et l'écart type reflète la variabilité de l'ensemble de données. Une estimation prudente peut inclure la moyenne plus ou moins un multiple (ou une fraction) de l'écart type.

Les intervalles de confiance décrivent la plage supérieure et inférieure des données, en partant du principe que les données sont normalement réparties autour de la moyenne. Plus le niveau de confiance est élevé et plus la valeur s'écarte de la moyenne. Pour calculer une valeur caractéristique avec un niveau de confiance de 95 % (soit 95 % des données situées au-dessus ou en dessous de la valeur moyenne), les équations suivantes peuvent être utilisées, sous réserve d'une répartition normale et d'une taille d'échantillons de trente ou plus.

$$F_{95\%(\text{inf})} = x_{\text{moy}} - 1,7 \text{ écart type} \quad (\text{pour } n \geq 30) \quad (7.112)$$

$$F_{95\%(\text{sup})} = x_{\text{moy}} + 1,7 \text{ écart type} \quad (\text{pour } n \geq 30) \quad (7.113)$$

Le multiplicateur 1,7 varie selon la taille de l'ensemble de données. Plus l'ensemble de données est petit et plus le multiplicateur augmente. Comparer la moyenne au niveau de confiance de 95 % contribue aussi à illustrer la part de variabilité des données. Plus la différence entre la moyenne et la valeur de confiance est marquée, plus les données sont variables.

Le calcul de l'écart type implique une répartition normale des données, classique, en forme de profil courbe, mais de nombreux types de données n'ont pas de répartition normale et sont asymétriques .

Une fois tracés du point de vue logarithmique, certains ensembles de données refléteront une courbe en forme de cloche, appelée répartition log-normale. Pour ces ensembles de données, des lois statistiques log-normales peuvent être appliquées. Il existe des essais statistiques pour déterminer si un ensemble de données suit une répartition normale ou log-normale. Pour une répartition log-normale, la moyenne géométrique est utilisée à la place de la moyenne et l'écart type est calculé et appliqué différemment.

La moyenne géométrique peut parfois procurer une meilleure idée de la tendance centrale lorsqu'on traite avec des ensembles de données déséquilibrées, et peut aussi réduire l'influence des aberrations. La moyenne géométrique est calculée ainsi :

$$x_{\text{moygéo}} = (x_1 \times x_2 \times x_3 \times \dots \times x_n)^{1/n} \quad (7.114)$$

Bien que les statistiques puissent servir d'outil pour aider le concepteur à analyser des données et déterminer des valeurs caractéristiques, elles ne doivent pas constituer la référence. Les résultats ne doivent jamais être appliqués sans distinction, ni remplacer un avis professionnel fondé sur la base d'une bonne compréhension de toutes les données pertinentes et non seulement les données numériques.

7.9 MÉTHODES D'ANALYSE DE SITE

L'acquisition de données sur un site est un processus continu, qu'il soit subjectif, par observation visuelle formelle ou informelle, ou quantitatif, *via* des techniques physiques. L'un des défis rencontré par le concepteur consiste à identifier des méthodes d'acquisition de données à un niveau de confiance et de détail approprié à la phase de développement du projet.

Les types de données requises pour caractériser un site incluent :

- des données topographiques et des photos aériennes pour replacer la digue dans son environnement ;
- des informations définissant les processus physiques qui affectent et régissent les charges hydrauliques ;
- des investigations permettant de définir la stratigraphie et les propriétés des sols qui composent la digue et sur lesquels elle est édifiée.

Cette section a pour but de présenter un bref aperçu des méthodes disponibles d'acquisition des données afin de caractériser un site avec ses applications et limitations. Le niveau de détail présenté pour chaque méthode est suffisant pour rendre le concepteur conscient des processus impliqués dans la méthode et pour évaluer son adéquation à des conditions sur un site donné. Bien qu'il puisse exister de nombreuses méthodes permettant d'acquérir des données, seules celles appropriées à la caractérisation des sites de digues sont incluses. En raison des contraintes d'espace, les informations sont présentées de manière concise sous forme de texte court ou d'un tableau et peuvent être complétées par des références appropriées pour une lecture approfondie.

Un organigramme représentant la structure et le contenu général de la section 7.9 est présenté à la figure 7.72.

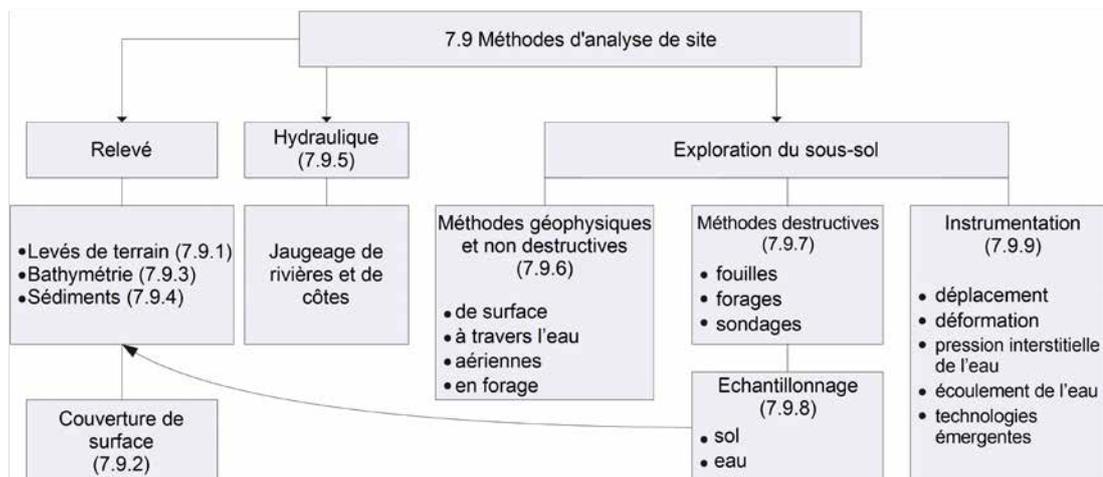


Figure 7.72 Structure et contenu de la section 7.9, et interaction avec d'autres sections

7.9.1 Méthodes de levés de terrain

Cette section couvre les techniques d'analyse dimensionnelle permettant d'assister l'évaluation mécanique des digues et de cartographier l'environnement dans lequel elles sont situées ou seront situées dans le cas de nouvelles digues

7.9.1.1 Définir l'étendue des travaux

Avant de lancer une étude, les objectifs et résultats attendus doivent être définis. Généralement, ces derniers sont :

- les niveaux de crête de digue pour veiller à ce qu'elles atteignent la hauteur requise et pour identifier de possibles points bas ;
- la taille et forme de la digue pour permettre une évaluation géotechnique et procurer une base pour développer des travaux d'amélioration ;
- détecter des mouvements verticaux pour contrôler les taux de soulèvement ou de tassement ;
- définir les limites, mouvements bruts et caractéristiques clés associés aux zones à problème pour permettre d'en comprendre la cause et de concevoir des travaux de réhabilitation ;
- définir la topographie des environs adjacents à la digue pour améliorer la compréhension des conditions des sols, la modélisation hydraulique et, dans le cas de nouvelles digues, la compréhension de la hauteur et de la forme que la digue adoptera.

Toute exigence à long terme d'étude de terrain doit être définie. Cela peut inclure la modélisation des crues futures, la conception, la construction, le contrôle, le fonctionnement et la maintenance.

Le travail de levé de terrain doit être entrepris par une personne qualifiée qui sera en mesure d'apporter ses conseils sur les techniques les plus appropriées pour obtenir les informations requises.

7.9.1.2 Contrôle des levés et système géodésique

Toutes les techniques de levés nécessitent un système de contrôle. Il s'agit de points de référence fixes avec une position et une élévation connues par rapport à un système géodésique national, local ou, spécifique au projet. La densité du réseau de stations de contrôle dépendra des exigences de l'analyse de terrain et des techniques utilisées. Ces stations doivent être en permanence stables, facilement visibles et situées dans ou autour de la zone de levé. Au moins trois stations de contrôle doivent être utilisées de sorte que le mouvement de l'une des stations soit évident. Sans stations de contrôle fixes, il peut s'avérer difficile de valider des données de levé ou de déterminer la fiabilité de données obtenues à différents moments. Lorsque le déplacement et la déformation doivent être contrôlés à travers le temps, des bases de référence stables peuvent être mises en place et situées de façon à ne pas être perturbées par la structure contrôlée (cf. section 7.9.9.3). Cela peut exiger l'installation d'un repère géodésique profondément ancré dans les sols stables. Ces bases de référence peuvent aussi servir de stations de contrôle durant le levé.

Il est possible que différents systèmes de contrôle de levés et différents systèmes géodésiques aient été utilisés, en considérant des données obtenues de différentes sources historiques. Pour éviter cela, il est approprié de :

- veiller à ce que, pour les nouveaux projets, le même système de contrôle de référence du levé soit utilisé tout au long du cycle de vie de la digue ;
- afficher les détails des points de contrôle du levé sur tous les plans et de les inclure dans les rapports avec leurs coordonnées et élévations.

La position à laquelle le repère géodésique d'élévation terrestre est déterminé peut avoir changé au fil du temps ou a pu être redéfinie lors de levés ultérieurs, ce qui se solde par un décalage d'élévation du repère géodésique. Lorsque la topographie varie de quelques mètres au-dessus et en dessous du repère géodésique, certains projets régionaux peuvent adopter un repère géodésique cent mètres plus bas que le repère géodésique national pour éviter de rapporter de faibles valeurs d'élévations négatives et positives, et les erreurs que cela pourrait induire. Une plus grande variabilité de position du repère peut survenir entre les levés terrestres et maritimes. Les élévations sur les levés maritimes sont généralement rapportées au zéro des cartes marine. La différence entre le zéro des cartes et le zéro terrestre peut être de quelques mètres et varie d'un endroit à l'autre le long du littoral d'une zone géographique donnée, elle-même pouvant avoir un système géodésique propre.

7.9.1.3 Produits livrables du levé

Les deux approches communes au levé sont l'observation directe et la télé-mesure.

Grâce à des techniques de levé par observation directe, notamment le nivellement et le système mondial de navigation par satellite (GNSS), des points distincts sont relevés et utilisés pour produire des plans, tels que des plans topographiques, des coupes longues et des sections transversales. En ce qui concerne le contrôle de la déformation, l'ingénieur peut demander au géomètre de faire figurer les changements d'élévation sur un plan, notamment une présentation des changements de courbes de niveau, ou *via* une représentation 3D.

La télémesure inclut le LiDAR et la photogrammétrie aérienne. Les données LiDAR procurent un nuage de points pouvant servir à créer un modèle numérique de terrain (MNT), permettant de produire des sections sur un alignement quelconque en plus des vues en 3D et d'un « survol » du modèle numérique de terrain. En comparant des modèles de terrain à différentes périodes, des plans isopaques peuvent être produits pour faire apparaître des zones de soulèvement et de tassement, et peuvent être superposés sur un arrière-plan orthophotographique.

Dans la pratique, il convient de joindre aux levés un rapport de levé incluant au moins les détails de la mesure de contrôle utilisée, des données d'observation, des calculs et des précisions obtenues.

7.9.1.4 Méthodes de levé de terrain

Toutes les techniques de levé ont leurs avantages et leurs inconvénients, lesquels dépendent de nombreux facteurs, dont les conditions sur site. Les tableaux 7.115 à 7.119 présentent un résumé des techniques de levé de terrain courantes, dont :

- le nivellement ;
- système mondial de navigation par satellite (GNSS) et « station total » ;
- balayage laser statique ;
- balayage laser mobile depuis un véhicule terrestre ou aérien ;
- photogrammétrie.

De petits véhicules aériens autonomes (drones) offrent de plus en plus une solution rentable pour réaliser des levés à distance de haute résolution. Ils peuvent fournir des photos aériennes, ainsi que des cartes en 2D et 3D pour tous les sites localisés ou les zones à l'échelle du projet.

Tableau 7.115 Nivellement

Équipement requis : niveau optique ou numérique			
Méthodologie : les différences d'élévation sont mesurées à l'aide d'un instrument de nivellement optique et d'une échelle graduée (ou mire). Les hauteurs sont calculées par rapport au repère géodésique donné ou adopté			
Applications aux digues :			
<ul style="list-style-type: none"> • contrôle et suivi de levés ; • mesure de la hauteur à un emplacement donné, comme la crête d'une digue, des niveaux d'eau, des radiers de canalisation et des niveaux de déversoir. 			
Avantages	Limitations	Facteur de coût	Précision réalisable
<ul style="list-style-type: none"> • technologie simple ; • adaptée à des levés ponctuels ; • précision relative potentiellement ; • très élevée. 	<ul style="list-style-type: none"> • informations de position non établies ; • exige un/des géomètre(s) sur le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> • faible coût 	<ul style="list-style-type: none"> • à l'aide d'un équipement de faible précision : +/- 2 mm d'erreur quadratique moyenne (RMSE) ; • à l'aide d'un équipement géodésique : +/- 0,1 mm (RMSE) sur 500 mètres.

Tableau 7.116 **Système mondial de navigation par satellite (GNSS) et Station totale (TS)***

Équipement requis : système mondial de navigation par satellite - récepteur(s) GNSS et/ou station totale (TS)			
Méthodologie : GNSS, position établie via une mesure précise du temps de trajet de signal encodé depuis une série de satellites. Avec une TS, la position est établie via un théodolite électronique (transit) intégré avec un télémètre numérique pour lire les distances de pente depuis l'instrument jusqu'à un point précis.			
Applications aux digues :			
<ul style="list-style-type: none"> ● contrôle et suivi du levé. ● coupe longue et sections transversales de la digue, caractéristiques topographiques et levés de petites zones ponctuelles. 			
Avantages	Limitations	Facteur de coût	précision réalisable
<ul style="list-style-type: none"> ● rapide pour recueillir et traiter des données, fournit la position ; ● dans un plan et une altitude. 	<ul style="list-style-type: none"> ● GNSS : non fiable à moins que la vue aérienne soit dégagée et qu'il n'y ait pas de structures réfléchissantes à proximité (construites ou naturelles, comme des bâtiments ou des falaises) ; ● TS : ligne de mire directe nécessaire ; ● nécessite un géomètre sur le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> ● faible : précision standard ; ● moyen : précision élevée. 	<ul style="list-style-type: none"> ● position plane et altitude entre 3 et 35 mm (erreur quadratique moyenne). Dépend des techniques et de l'équipement utilisés.

Note

* un théodolite avec système de mesure de distance intégré et traitement embarqué

Tableau 7.117 **Balayage laser statique**

Équipement requis : scanner tridimensionnel monté sur trépied			
Méthodologie : le scanner 3D balaie rapidement des millions de points, visibles depuis la position du scanner pour produire un « nuage de points » en 3D. Un levé impliquera généralement plusieurs séquences de balayage reliées entre elles via un contrôle et des caractéristiques de levé communs pour produire un nuage de points unique			
Applications aux digues :			
<ul style="list-style-type: none"> ● mesure à distance des structures simples et complexes, notamment là où l'environnement de travail peut être dangereux, par exemple près de l'eau ; ● bien pour réaliser des levés de zones isolées mais n'est généralement pas adaptée pour cartographier de larges zones. 			
avantages	Limitations	Facteur de coût	précision réalisable
<ul style="list-style-type: none"> ● santé et sécurité : mesure sans contact à distance ; ● cartographie de structures complexes. 	<ul style="list-style-type: none"> ● détecte la végétation et les animaux présents sur le site (les données peuvent être filtrées pour en ôter les éléments superflus). 	<ul style="list-style-type: none"> ● faible et rentable pour les petites zones complexes ; ● moyen à élevé pour les grandes zones et d'autres techniques doivent être prises en compte. 	<ul style="list-style-type: none"> ● position (x,y) et niveau (z) entre 3 et 35 mm (erreur quadratique moyenne). Dépend des techniques et de l'équipement utilisés.

Tableau 7.118 Balayage laser mobile depuis un véhicule terrestre ou aérien

Équipement requis : scanner 3D monté sur véhicule (terrestre ou aérien) avec GPS ou GNSS et centrale inertielle			
<p>Méthodologie : le levé fait appel au scanner 3D (LiDAR) pour produire un nuage de points de données. La maîtrise du levé s'appuie sur la meilleure trajectoire lissée estimée (SBET Smooth Best Estimate Trajectory). Il est couramment monté sur les plateformes suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● hélicoptère ; ● aéronef mais la précision et la densité des données en nuage de points sont inférieures à ce qui peut être obtenu par hélicoptère. Les aéronefs peuvent couvrir de nombreux kilomètres de digue très rapidement ; ● véhicules terrestre (réalisable uniquement s'il est possible de rouler le long de la digue). Le balayage ne peut sonder que ce qui est visible. <p>Si des observations de levé détaillées sont requises, des stations de contrôle permanentes peuvent s'avérer nécessaires pour positionner la base GNSS sur la plateforme de levé. La plateforme mobile peut inclure un récepteur GNSS précis et une centrale inertielle .</p>			
Applications :			
<ul style="list-style-type: none"> ● adapté pour cartographier des zones plus petites et de longues formations linéaires ; ● peut être utile dans les zones de feuillage et les canyons profonds. 			
Avantages	Limitations	Facteur de coût	Précision réalisable
<ul style="list-style-type: none"> ● capture de données rapide et temps de traitement court ; ● adapté pour cartographier de grandes zones ; ● utile dans les zones de feuillage et les canyons profonds du fait d'une pénétration possible sur le trajet retour du laser ; ● moins dépendant des saisons et du climat que les méthodes photogrammétriques. 	<ul style="list-style-type: none"> ● tous les objets dans le champ de vision seront balayés (les données peuvent être filtrées pour en ôter des éléments superflus) ; ● l'interprétation peut être difficile sans vérification sur le terrain ; ● adapté pour les grandes zones uniquement. 	<ul style="list-style-type: none"> ● faible – pour les sites de taille appropriée ; ● le rapport entre la zone de levé et le coût de mobilisation est important pour minimiser le coût du levé par mètre carré. 	<ul style="list-style-type: none"> ● position (x,y) et niveau (z) entre 30 et 150 mm (erreur quadratique moyenne). Dépend des techniques et de l'équipement utilisés ; ● une haute précision est possible. Environ 30 mm (erreur quadratique moyenne) d'erreur en 3D mais dépend des conditions du site (ex. obstructions aux signaux GNSS, effets de trajets multiples et degré d'intégration entre le GNSS et la centrale inertielle). L'inclusion de contrôles du terrain fixes permettra d'obtenir un levé d'un niveau de précision supérieur.

Tableau 7.119 Photogrammétrie

Équipement requis : véhicule (terrestre ou aérien), caméra calibrée, GPS et centrale inertielle.			
<p>Méthodologie : la haute résolution des photographies aériennes qui se superposent permet de visualiser et mesurer des caractéristiques pour composer une image en 3D, soit manuellement ou automatiquement par la production d'un nuage en points. Parmi les autres formes figurent la photogrammétrie par proche infrarouge et la photogrammétrie multi/hyperspectrale qui capture les données d'image sur une gamme donnée de longueurs d'ondes.</p>			
Application aux digues :			
<ul style="list-style-type: none"> ● cartographie rapide de grandes zones ● la photogrammétrie par proche infrarouge peut mettre en exergue des zones aquatiques ● la photogrammétrie par proche infrarouge et multi/hyperspectrale peuvent mettre en valeur des différences au niveau du type de végétation, lesquelles peuvent être mises en corrélation avec des problèmes d'infiltration. 			
Avantages	Limitations	Facteur de coût	Précision réalisable
<ul style="list-style-type: none"> ● instantanément interprétable et fournit un enregistrement des conditions du site ; ● couverture par passage plus étendue que le LiDAR ; ● les caractéristiques non détectables par LiDAR peuvent être relevées. 	<ul style="list-style-type: none"> ● les ombres peuvent compliquer l'analyse ; ● le climat peut limiter la vue dégagée de la cible ; ● ne peut pas pénétrer la végétation ; ● plus de post-traitement qu'avec le LiDAR. 	<ul style="list-style-type: none"> ● généralement bon marché mais peut être relativement onéreux pour sillonner de longues formations sinueuses. 	<ul style="list-style-type: none"> ● position planne et élévation entre 35 et 150 mm d'erreur quadratique moyenne (RMSE) selon les techniques et l'équipement utilisés ● les images couleurs de haute qualité peuvent généralement procurer une résolution de 50 mm/pixel.

Pour aller plus loin

Il existe plusieurs notes d'orientation et autres supports de lecture utiles, disponibles aux endroits suivants :

Le site Web de la Survey Association : www.tsa-uk.org.uk

Royal Institution of Chartered Surveyors : www.rics.org

Chartered Institution of Civil Engineering Surveyors : www.cices.org

UK Ordnance Survey : www.ordnancesurvey.co.uk

Environment Agency : www.environment-agency.gov.uk

National Standard Contract and Specifications for Surveying Services

Flood Risk Management Consortium : www.floodrisk.org.uk

Long *et al.* (2011) Performance based inspection of flood defence infrastructure : integrating visual inspection and quantitative survey measurements

7.9.2 Méthodes d'analyse de la couverture de surface

La couverture de surface sur une digue et la surface au sol côté plan d'eau comme la plaine inondable ou l'estran, affecteront le fonctionnement hydraulique du système (coefficient n de Manning, cf. section 7.3.6). Cela affectera aussi la manière dont la digue répond à la charge hydraulique en termes d'érosion externe due aux vagues, aux courants sur la pente côté plan d'eau et au débordement au niveau de la crête et de la pente côté terre. Il peut aussi y avoir des cas où la végétation pousse sur des îlots au sein du canal lorsque le niveau le plus haut se situe au-dessus du niveau d'eau normal suffisamment longtemps au cours de la saison de croissance. La nature de la couverture de surface doit être analysée de sorte que ses effets puissent être pris en compte lors de l'évaluation de l'hydraulique du système et des performances de la digue. Le type de couverture de surface peut être bénéfique ou préjudiciable pour l'hydraulique et les performances de la digue, tel que détaillé au tableau 7.120. Dans le cas de nouvelles digues, il peut n'y avoir aucune couverture matérielle en surface jusqu'à ce que la végétation naturelle ou semée y ait poussé, ou qu'une résistance temporaire à l'érosion soit assurée par une couverture surfacique biodégradable jusqu'à ce que la couverture herbeuse se soit développée. Le tableau 7.121 donne des exemples de types de couverture.

Tableau 7.120 Types de couverture de surface et effets sur la digue

Type de couverture en surface	Effets sur la digue
Surfacique	<ul style="list-style-type: none"> ● procure une protection contre l'affouillement face aux courants, au déferlement des vagues et au débordement (en conditions clémentes, une couverture de surface « douce », comme l'herbe ou dans des géotextiles biodégradables à court terme, peut procurer une résistance à l'érosion adéquate. En conditions agressives, une couverture de surface « dure » peut être requise, comme : blocs de pierres, enrochement, asphalte, etc. qui puisse aussi contenir la montée des vagues) ; ● favorise l'accumulation de sédiments (la végétation vivante, comme les marais salants, peut ou non pousser au rythme de l'accumulation).
Linéaire	<ul style="list-style-type: none"> ● souvent utilisé pour renforcer la stabilité au pied de la digue mais peut nuire à la digue plus haut ; ● capture les débris flottants (restreignant le volume global du flux) ; ● restreint le mouvement naturel des dépôts <i>in situ</i> (favorise l'accumulation et restreint ; ● la reformation naturelle de dépôts <i>in situ</i> en aval du flux).
Discontinue	<ul style="list-style-type: none"> ● favorise l'affouillement localisé (vitesses accélérées autour des obstacles) ; ● capture localement les coulées de débris (conduisant à une plus grande obstruction du flux.).

Tableau 7.121 Exemples de types de couverture

Couverture	Surfacique	Linéaire	Discontinu
Naturel et biotechnologique	<ul style="list-style-type: none"> herbe marais salant lits de roseaux géotextiles biodégradables 	<ul style="list-style-type: none"> embocagement nappe de saule 	<ul style="list-style-type: none"> arbres et buissons
Technologique	<ul style="list-style-type: none"> géotextiles non biodégradables tapis à cellules ouvertes blocs de roche et de béton matelas de gabions 	<ul style="list-style-type: none"> clôtures et murs de délimitation protection au pied (roche/empilement) épis gabions mur-poids palplanches 	<ul style="list-style-type: none"> structures tours/poteaux électriques et de communication roches isolées

La couverture de surface doit être décrite et consignée sur la base de l'observation visuelle avec un support photographique ainsi que des études et des tests, le cas échéant. Les informations à relever doivent inclure :

- description ;
- densité de surface et condition (couverture surfacique) ;
- dimensions, emplacement, alignement et tout effet de détérioration localisé (décapage localisé).

Le tableau 7.122 présente des informations spécifiques à relever pour certaines formes courantes de couverture en surface sur les digues.

Tableau 7.122 Informations à relever pour certaines formes courantes de couverture en surface sur les digues

Type de couverture en surface	Informations relevées
Herbe	<ul style="list-style-type: none"> espèces de plantes taille du lot dégarni pourcentage de couverture densité des plantes/semis densité et profondeur des racines
Blocs de pierre	<ul style="list-style-type: none"> type et résistance de matériau (calcaire, granite) dimension (LxH) forme et degré de scellement nature du matériau de remplissage entre les pierres nature du matériau de filtrage sous les pierres signes de détérioration des pierres et du remplissage
Asphalte	<ul style="list-style-type: none"> épaisseur de couche – radar de pénétration de sol module de rigidité – deflectomètre à masse tombante propriétés de fatigue – rapport entre la contrainte de rupture et le nombre de cycles de charge) signes de détérioration de l'asphalte

7.9.3 Techniques de levé bathymétrique

La bathymétrie désigne la topographie du fond d'un plan d'eau. Outre la morphologie, qui renvoie au changement de la topographie du fond au fil du temps, c'est un facteur important dans la conception des digues côté plan d'eau, car elle a un impact sur la charge hydraulique qui agit sur la digue, ainsi que sur sa stabilité et sa géométrie.

Lors de la mise en place d'un levé bathymétrique, il faut prendre en compte ses objectifs et résultats, parallèlement aux méthodes de contrôle du positionnement. La section 7.9.1.2 traite de ces enjeux en relation avec le levé de terrain. Les grands principes exposés dans cette section s'appliquent tout aussi bien à un levé bathymétrique. Le fond du plan d'eau peut périodiquement se situer au-dessus du niveau d'eau moyen ou être recouvert par des eaux très peu profondes dans la zone intertidale ou dans des

conditions de faible courant. La bathymétrie peut alors être déterminée *via* des techniques comme celles résumées à la section 7.9.1.4, qui est principalement axée sur les méthodes aquatiques.

Le cadre et le type d'un levé bathymétrique doivent prendre en compte l'échelle du projet et la dynamique connue du fond et du plan d'eau. Les types indicatifs de levés bathymétriques et les facteurs à prendre en compte sont résumés au tableau 7.123.

Tableau 7.123 **Portée indicative des levés bathymétriques et facteurs à prendre en compte**

Taille Du Projet	Rivières	Côtier	Estuarien
Petit	<ul style="list-style-type: none"> les équipes de levés de terrain traversent les cours d'eau à gué, ou opèrent depuis de petits bateaux et recueillent des données de profondeur par des mesures à la mire et la station totale, ou avec le GPS ; bateaux équipés de sondeurs de sédiment et de systèmes sismiques mono canaux, en combinaison avec un sonar multifaisceau et un sonar latéral ; un radar pénétrant (cf. tableau 7.133) peut produire des profils de strates et des matériaux dans le lit d'une rivière (eaux non salines) ; zone sous observation limitée au cours d'une seule rivière à la fois. 	<ul style="list-style-type: none"> les eaux stables peu profondes peuvent permettre à des équipes de levés de terrain de réaliser des mesures d'élévation semblables à celles des rivières bateaux équipés d'un sonar monofaisceau ; zone d'observation influencée par le temps nécessaire à la collecte de données. 	<ul style="list-style-type: none"> les eaux stables peu profondes peuvent permettre à des équipes de levés de terrain de réaliser des mesures de hauteur semblables à celles des rivières ; bateaux équipés de sonar monofaisceau ; zone d'observation influencée par le temps nécessaire à la collecte de données .
<i>Traitement des données</i>			
<ul style="list-style-type: none"> le traitement des données s'effectue généralement après la collecte, et parfois en temps réel ; la carte bathymétrique constitue une interpolation des points de données d'élévation acquis. 			
Moyen	<ul style="list-style-type: none"> un sondage superficiel du fond peut être conduit à l'aide d'un sondeur de sédiments portable ; bateaux équipés de sondeurs de sédiments et de systèmes sismiques mono canaux, en combinaison avec un sonar multifaisceau et un sonar latéral ; un radar pénétrant peut produire des profils de strates et des matériaux dans le lit d'une rivière (eaux non salines) ; la zone d'observation peut couvrir plusieurs cours de rivière ; la géométrie du soubassement du fond peut être déterminée. 	<ul style="list-style-type: none"> produire des profils du fond marin et de son soubassement : bateaux équipés de sondeurs de sédiments, systèmes sismiques monocanaux, en combinaison avec un sonar multifaisceau et un sonar latéral ; la zone d'observation dépend de la profondeur d'eau. Concernant les secteurs de plage, les bateaux peuvent couvrir moins de surface. Aussi, la vitesse de levé terrestre dépend essentiellement de la productivité des levés de terrain ; les eaux plus profondes permettent une grande couverture de levé par l'équipement embarqué ; la géométrie de soubassement du fond peut être déterminée fenêtre de levé souvent restreinte par les conditions des vagues. 	<ul style="list-style-type: none"> bateaux équipés de sondeurs de sédiments, systèmes sismiques monocanaux ; la zone d'observation peut dépendre de la géologie, du type de fond, de la salinité de l'eau et de la profondeur d'eau ; la géométrie du soubassement du fond peut être déterminée.
<i>Traitement des données</i>			
<ul style="list-style-type: none"> le traitement des données peut être effectué en temps réel ; la carte bathymétrique constitue une interpolation des profils dont la précision dépend de la densité et du nombre de passages effectués. 			

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Taille Du Projet	Rivières	Côtier	Estuarien
Grand	<ul style="list-style-type: none"> combinaison technique de levés de terrain/avions équipés de LiDAR ; pour les rivières plus profondes à fonds homogènes, des levés par avion peuvent être conduits avec une technologie de détection spectrale conjointement à l'étude de terrain ; les techniques de levé par bateau décrites à moyenne portée peuvent être entreprises conjointement avec des études de terrain ou des techniques aériennes, ou les deux ; plusieurs biefs de diverses profondeurs peuvent être levés simultanément. 	<ul style="list-style-type: none"> aéronefs équipés de LiDAR, d'équipement photogrammétrique ou de sondes spectrales pour prendre des mesures bathymétriques ; des véhicules autonomes sous-marins (AUV) pouvant augmenter la portée des versions légères de sondeurs de sédiments, de systèmes sismiques monocanaux et de sonar multifaisceaux ; les eaux plus éloignées de la côte et plus profondes peuvent être levées, mais à des coûts supérieurs. 	<ul style="list-style-type: none"> les aéronaves équipés de LiDAR peuvent produire des levés bathymétriques rapides, utiles pour déterminer les comportements dans des estuaires dynamiques ; les levés aériens via LiDAR sont limités aux estuaires à faible turbulence. Par conséquent, il est possible d'utiliser des levés aériens au LiDAR en combinaison avec des techniques de levés par bateau et au sol ; les eaux turbulentes peuvent présenter un risque pour les géomètres ou l'équipement immergé ; les études de grande envergure peuvent être coûteuses.
<i>Traitement des données</i> <ul style="list-style-type: none"> traitement des données effectué en temps réel ; la géométrie 3D peut être déterminée par des méthodes d'intégration programmées dans l'équipement de levé et avec post-traitement ; la géologie et la composition du fond et de son soubassement peuvent être déterminées. 			

7.9.3.1 Méthodes de levé bathymétrique

Le fond du plan d'eau peut périodiquement se situer au-dessus du niveau d'eau moyen ou être recouvert d'eaux peu profondes dans la zone intertidale ou dans des conditions de faible débit. Veiller à la sélection de méthodes de levé bathymétrique, telles que celles détaillées à la section 7.9.1.4, est important pour déterminer si des techniques terrestres peuvent être utilisées ou si des méthodes aquatiques sont requises. Les méthodes de levé topographique terrestres sont généralement plus précises et moins coûteuses à obtenir.

Le tableau 7.124 détaille certaines méthodes d'acquisition de données bathymétriques. La section 7.9.6.3 contient des informations supplémentaires sur certaines de ces techniques.

Tableau 7.124 Méthodes de levé bathymétrique sur l'eau

Méthode	Principes	Applications	Limitations
Levé de terrain (cf. aussi la section 7.9.1.4)	<ul style="list-style-type: none"> équipe de levé munie d'un équipement GPS ou de station totale dans des eaux peu profondes pour produire des cartes d'élévation ; des sondeurs de sédiments portables existent pouvant faciliter le levé bathymétrique et permettre une évaluation des compositions du soubassement ; des magnétomètres portables peuvent faciliter le positionnement d'éléments du fonds. 	<ul style="list-style-type: none"> une station totale ou un équipement de levé par GPS RTK peuvent fournir des données bathymétriques dans des eaux calmes et peu profondes ; de petits levés peuvent servir d'étude préliminaire à des études bathymétriques plus avancées/à plus grande échelle. 	<ul style="list-style-type: none"> sécurité mise en jeu et limitations avec l'augmentation de la profondeur et l'hydrodynamisme. irréalisable pour les longs ours d'eau ; limité aux rivières, environnements estuariens et environnements côtiers accessibles à pied la nature du terrain peut être impraticable à pied.

Méthode	Principes	Applications	Limitations
Sonar mono-faisceau (échosondeur/sondeur de sédiment)	<ul style="list-style-type: none"> les transducteurs actifs du sonar émettent un signal acoustique ou une impulsion sonore dans l'eau ; l'objet situé dans la trajectoire de l'impulsion sonore renvoie un « écho » au transducteur sonar 	<ul style="list-style-type: none"> les ondes acoustiques doivent être générées dans l'eau ; les unités sonar sont montées sur des parties immergées de l'embarcation ; fournit la couverture d'une zone pour un point situé directement en dessous de la trajectoire de l'embarcation ; cette méthode peut être utilisée dans les études fluviales et côtières ; identification des couches en dessous du fond apparent. Utile pour évaluer la fluidité du fond et la quantité de matériau pouvant être déplacée lors d'un événement 	<ul style="list-style-type: none"> plusieurs profils de -passes d'embarcation doivent être combinés pour fournir une représentation bathymétrique, donnant lieu à des erreurs d'interpolation ; aucune indication de la géologie du fond ; la vitesse des ondes acoustiques dépend de la température, de la salinité et de la pression ; la collecte des données peut être un processus long.
Sonar multifaisceau (écho-sondeur multifaisceau)	<ul style="list-style-type: none"> un ensemble d'impulsions sonar monofaisceau sont émises selon une couverture triangulaire qui s'étend sur une zone en dessous de la trajectoire de l'embarcation ; commerciallement disponible depuis les années 1970 ; parmi les fonctions supplémentaires peuvent figurer un calcul et un stockage de données en temps réel. 	<ul style="list-style-type: none"> procure une couverture dense dépendant de la profondeur d'eau et de la fréquence d'échantillonnage ; l'angle d'incidence des ondes réfléchies fournit des informations sur la géo-acoustique du fond, directement liée à la granulométrie du fond et à sa dureté ; utile pour réunir des informations sur des habitats environnementaux. 	<ul style="list-style-type: none"> le bruit produit par des objets insignifiants crée des « blancs » dans la cartographie du fond ; aucune description de la géologie du fond en surface ; la taille et la vulnérabilité du coûteux transducteur le rendent plus adapté pour les grandes rivières et les eaux libres ; exigence de profondeur d'eau minimum d'environ 2 mètres.
Sonar latéral	<ul style="list-style-type: none"> remorqué sous la surface de l'eau derrière une embarcation ; impulsion de faisceau acoustique spécialement formé à 90 degrés par rapport à la trajectoire remorquée ; chaque impulsion fournit une image d'une bande mesurant généralement 100 mètres de large directement en dessous de l'instrument. 	<ul style="list-style-type: none"> le relief des fonds marins, de un mètre à un kilomètre, peut être enregistré en continu le long de la trajectoire de l'embarcation ; des variations d'amplitude du signal retour procurent des informations sur la rugosité et la dureté du matériau à la surface du fond. 	<ul style="list-style-type: none"> la plupart des systèmes de sonar à balayage latéral ne peuvent pas fournir d'informations de profondeur ; pour une couverture complète du fond, il doit être utilisé conjointement à d'autres formes de sondeurs bathymétriques et de données de sondeur de sédiments ; une analyse supplémentaire, ou vérification au sol, peut être conduite pour déterminer la véritable nature du fond.
Détection/analyse spectrale	<ul style="list-style-type: none"> la profondeur d'eau est calculée à partir du rayonnement des ondes optiques renvoyées vers un capteur aérien depuis la surface de l'eau ; requiert l'observation de la lumière émanant de la colonne d'eau entière au niveau de l'interface air-eau. 	<ul style="list-style-type: none"> mesure la densité d'un pixel ; la précision de profondeur est hautement variable mais peut être de 0,20 mètre minimum ; eau claire avec fond homogène et sans végétation en surplomb ; l'imagerie aérienne ou par satellite fournit une couverture de zone variable pour un temps donné. 	<ul style="list-style-type: none"> la mesure de profondeur dépend en grande partie de la turbidité de l'eau ; non adapté pour les eaux peu profondes ou là où des matériaux du fond sont hautement réfléchissants ; des données sur le plan d'eau doivent d'abord être réunies pour calibrer le système.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Méthode	Principes	Applications	Limitations
Photogrammétrie	<ul style="list-style-type: none"> appareil photo monté sur un aéronef et pointant verticalement vers le bas ; de multiples photos du sol qui se superposent et prises tout au long des trajectoires de vol ; les photos servent à créer un modèle numérique de terrain (MNT), une carte, un plan ou un modèle 3D des caractéristiques géométriques du fond. 	<ul style="list-style-type: none"> mesure la densité d'un pixel pour une précision de de 0,20 mètre ; eau claire avec un fond homogène et sans végétation en surplomb ; l'imagerie aérienne ou par satellite peut couvrir des tailles de zones variables pour un temps donné. 	<ul style="list-style-type: none"> peu performant dans les eaux peu profondes, car les rayons réfléchis sont compris dans le spectre infrarouge ; utilise des relations spécifiques entre la profondeur et la couleur de l'eau, ce qui exige d'autres formes de levé pour le calibrage ; erreurs dues aux changements du matériau du fond, de la végétation en surplomb, des vagues en surface et des ombres.
LiDAR	<ul style="list-style-type: none"> impulsions laser de balayage orientées vers la couche du lit à un rythme régulier ; les impulsions consistent en une longueur d'ondes infrarouge et une longueur d'ondes verte. L'onde infrarouge est réfléchiée par l'interface air-eau, l'onde verte pénètre et se reflète sur la surface du lit ; les distances parcourues par chaque longueur d'ondes peuvent être déterminées, ainsi que, par extension, la profondeur de l'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> mesure entre 2 m x 2 m à 5 m x 5 m à la fois, précision de profondeur de 0,18 m à 0,35 m, précision horizontale de 1 m à 2,5 m ; une heure pour effectuer 70 km² ; profondeurs de l'eau de 0,5 m à 60 m selon la turbidité ; pour des surfaces d'eau plane, la profondeur d'eau mesurable minimum est de 0,41 m ; peut être utilisé dans les rivières et océans lorsqu'il n'y a pas de turbidité. 	<ul style="list-style-type: none"> pas fondamentalement conçu pour l'étude en eaux peu profondes ; non adapté aux zones avec végétation en surplomb ; aucune description de la géologie de la surface du fond ; inefficace dans une région de vagues déferlantes.

7.9.4 Méthodes d'analyse des sédiments

La caractérisation des sédiments du fond (et des sédiments transportés) en dessous d'un plan d'eau constitue un élément essentiel pour comprendre les processus morphologiques risquant d'affecter les performances d'une digue dans le temps. La nature des dépôts du fond permet de déterminer s'il est résistant à l'érosion ou comment les dépôts seront transportés :

- les sédiments contenant de l'argile font preuve de cohésion et d'une résistance accrue à l'érosion ;
- les sédiments plus fins (comme les sables fins, les limons et les argiles) sont transportés en suspension (transport en suspension) ;
- les sédiments plus grossiers (comme les graviers et les sables grossiers) sont transportés par roulement ou saltation le long du fond (charriage) ;
- la stratification des sédiments de fond peut procurer des données sur le passé sédimentaire du fond et un aperçu de la résistance et de la variation en profondeur en termes d'érodabilité.

Des échantillons doivent être prélevés afin de déterminer la granulométrie des sédiments (cf. section 7.8.3.1). Ils doivent être prélevés à plusieurs endroits, à diverses profondeurs et divers moments, car le mouvement des sédiments peut changer considérablement (cf. tableau 7.125). L'échantillonnage doit être étendu au-delà des environs immédiats du projet pour comprendre de manière adéquate les processus morphologiques du site et des environs immédiats.

Tableau 7.125 Échantillonnage des sédiments

Matériel Échantillonné	Rivières	Côtier	Estuarien
Sédiments transportés (charge en suspension ou charriage)	<ul style="list-style-type: none"> un ou plusieurs emplacements en conditions de faible et fort débits ; échantillons requis dans le temps (entre plusieurs mois et plusieurs années) pour établir des relations entre le débit liquide et le débit solide 	<ul style="list-style-type: none"> difficile à mesurer car c'est un environnement très dynamique. Vaste programme d'échantillonnage requis ; échantillonnage requis pour développer des profils le long du littoral. 	<ul style="list-style-type: none"> difficile à mesurer, car il s'agit d'un environnement très dynamique. Vaste programme d'échantillonnage requis.
Sédiments du fond (en surface et en profondeur pour établir la stratigraphie)	<ul style="list-style-type: none"> tous les 1 à 10 km selon la taille de la rivière et la variabilité des matériaux du fond ; au moins trois points sur chaque section transversale et à des positions définies. Éviter les zones d'« eaux mortes ». 	<ul style="list-style-type: none"> l'échantillonnage est généralement effectué sur des sections perpendiculaires au littoral selon un intervalle d'environ 1 km le long de la côte ; le long du profil, des échantillons peuvent être prélevés au niveau des changements majeurs de morphologie (talus, zone de déferlement, cuvette, crête de barre), puis tous les 3 m de changement en profondeur. 	<ul style="list-style-type: none"> maillage de 1 à 5 km afin d'être adapté à la taille de l'estuaire.

La taille de l'échantillon en terme de concentration des sédiments ou la masse de sédiments requise pour l'analyse dépend de la taille des particules et de la méthode de test. Le tableau 7.126 détaille certaines tailles d'échantillon recommandées.

Tableau 7.126 Taille d'échantillon recommandée pour la détermination de la granulométrie

Méthode De Test	Plage De Taille Des Grains, (Mm)	Concentration Des Sédiments, (Mg/L)	Masse Des Sédiments, (Mg)
Tamis ¹	0,062-62	–	0,07–64 0003
Tube de décantation ou tube de sédimentation ²	0,062-2,0	–	0,05-15,0
Pipette ²	0,002-0,062	2000-5000	1,0-5,0
Tube d'aspiration ²	0,002-0,062	1000-3000	0,5-1,8
Hydromètre ²	0,002-0,062	40 000	30,0-50,0

Note

- Mesure le diamètre physique des grains uniquement.
- Mesure le diamètre de sédimentation, lequel inclut la forme du grain et les effets de gravité spécifiques.
- cf. également le tableau 7.159 Tailles d'échantillon.

Deux méthodes fréquemment utilisées pour séparer les sédiments de l'eau dans l'échantillon sont l'évaporation et le filtrage :

- l'évaporation** est généralement meilleure pour les concentrations de sédiment élevées (>2000 mg), mais nécessite une correction si la concentration en solides dissous est élevée
- le filtrage** est plus rapide si l'échantillon est petit et/ou comprend des particules à grains relativement grossiers (>62 μm). Il peut être utilisé pour les sédiments à grains fins, mais prend plus de temps.

7.9.4.1 Méthodes d'échantillonnage des sédiments transportés en suspension

Plusieurs méthodes ont été mises en place pour échantillonner les sédiments fins transportés en suspension. L'adaptabilité d'une méthode d'échantillonnage varie selon l'environnement dans lequel elle est utilisée (fluvial, côtier ou estuarien) et la taille des sédiments. La plupart des échantillonneurs utilisés dans des environnements à vitesse lente, comme les emplacements côtiers ou estuariens, sont des échantillonneurs ponctuels à clapet ou à siphon orientés verticalement et qui n'échantillonnent pas à la même vitesse. Il peut alors s'avérer judicieux d'échantillonner en continu à travers un cycle des marées à plusieurs endroits pour définir des variations temporelles à chaque emplacement. Le tableau 7.127 présente certaines des principales méthodes d'échantillonnage.

Tableau 7.127 Méthodes d'échantillonnage des sédiments en suspension

Méthode	Principes	Applications	Limitation
Échantillonneur intégrateur de profondeur (général)	<ul style="list-style-type: none"> échantillon de sédiments en suspension dans l'eau prélevé lorsque l'instrument est descendu jusqu'au fond et relevé à la surface à une vitesse uniforme. 	<ul style="list-style-type: none"> utile dans les écoulements unidirectionnels ; concentration moyennée sur la profondeur et transport de sédiments en suspension intégré à la profondeur obtenu ; utilisé dans les environnements fluviaux, mais peut l'être dans les estuaires. 	<ul style="list-style-type: none"> répétition de l'échantillonnage requise à chaque section verticale et horizontale ; taille des particules de l'échantillon ; limitée par la taille de la buse sédiments non recueillis au niveau ou près du fond en raison de la position de la buse d'admission.
Échantillonneur intégrateur de profondeur USD-49	<ul style="list-style-type: none"> l'échantillonneur est descendu à une vitesse uniforme depuis la surface de l'eau jusqu'au fond, instantanément retourné, et relevé jusqu'à la surface de l'eau ; la buse d'échantillonnage (mesures impériales équivalentes à 6,4 mm, 4,8 mm ou 3,2 mm de diamètre) est pointée en direction du flux et recueille l'échantillonnage lors de sa descente. 	<ul style="list-style-type: none"> adapté pour un écoulement unidirectionnel du fait que la buse d'admission échantillonne dans une seule direction ; concentration moyennée sur la profondeur et transport de sédiments en suspension intégré sur la profondeur obtenue ; utilisé dans un environnement fluvial, mais peut l'être dans les estuaires. 	<ul style="list-style-type: none"> collecte un échantillon représentatif d'un court laps de temps seulement, lorsque l'échantillonneur est descendu. Cela exige la collecte de nombreux échantillons pour couvrir une échelle de temps représentative.
Échantillonneur-intégrateur ponctuel (général)	<ul style="list-style-type: none"> plusieurs échantillons de sédiment en suspension dans l'eau prélevés à différentes profondeurs ou à la même profondeur à un intervalle de temps donné. 	<ul style="list-style-type: none"> peut être utilisé pour les limons/sables de rivières selon le type d'échantillonneur utilisé ; fournit des données sur la concentration en sédiments, le transport et la taille des particules ; utilisé dans les environnements fluviaux, mais peut l'être dans les estuaires. 	<ul style="list-style-type: none"> fournit des informations pour un seul emplacement et une seule profondeur ; taille des particules de l'échantillon limitée par la taille de la buse utilisée ; sédiments non obtenus au niveau de ou près du fond due à la position de la buse d'admission.
Pièges à sédiments	<ul style="list-style-type: none"> les pièges sont de petites tours dotées de chaussettes de collecte maillées, alignées avec le courant de dérive littoral ; pièges placés en rangées perpendiculaires au littoral. 	<ul style="list-style-type: none"> pièges conçus pour les zones de surf côtières ; la quantité et le type de sédiments du littoral peuvent être obtenus. 	<ul style="list-style-type: none"> un calibrage minutieux de chaque piège doit être effectué ; ne convient pas pour déterminer la migration des sédiments vers le large.
Bouteille de Delft	<ul style="list-style-type: none"> cette bouteille d'échantillonnage est déplacée dans l'eau à une vitesse égale à la vitesse locale afin d'obtenir un échantillon représentatif. 	<ul style="list-style-type: none"> adaptée pour des conditions d'écoulements stables dans les rivières ou courants ; le niveau du tube d'échantillonnage dans la colonne d'eau peut être ciblé le transport de sédiments moyen local est mesuré directement. 	<ul style="list-style-type: none"> un bossoir ou un mât de charge est requis pour déplacer l'équipement ; grande quantité de matériau perdue lors du levage et calculs de correction requis ; seuls sont capturés les sédiments >100 µm.

Méthode	Principes	Applications	Limitation
Échantillonneur-filtre à pompe	<ul style="list-style-type: none"> les sédiments en suspension dans l'eau sont pompés à travers un filtre maillé. 	<ul style="list-style-type: none"> efficace dans les environnements côtiers et fluviaux nécessitant une moyenne des concentrations en fonction du temps ; échantillonnage dans des environnements faibles en limon pour empêcher l'obstruction du filtre. 	<ul style="list-style-type: none"> la vitesse d'admission requise est $>0,8$ fois la vitesse du courant local ; analyse des sédiments conduite en laboratoire ; seuls sont capturés les sédiments $> 50 \mu\text{m}$.
Échantillonneur à pompe	<ul style="list-style-type: none"> les sédiments en suspension dans l'eau sont pompés pour déterminer la concentration en sédiments à diverses hauteurs au-dessus du fond . 	<ul style="list-style-type: none"> transport de sédiments ponctuel évalué à partir de l'échantillon pompé et de la mesure du courant à la même hauteur ; taux de transport ponctuels intégrés sur la profondeur pour évaluer le transport des sédiments en suspension. 	<ul style="list-style-type: none"> la vitesse de pompage doit correspondre à la vitesse du courant pour prévenir l'accélération/la décélération de l'écoulement dans l'échantillonneur ; la collecte et le traitement des échantillons sont laborieux ; le pompage peut détruire certains agrégats.
Capteur à rétrodiffusion optique (OBS)	<ul style="list-style-type: none"> la diode infrarouge haute intensité éclaire un petit volume d'eau ; les photodiodes mesurent la lumière renvoyée par les particules de sédiments ; le voltage mesuré est proportionnel à la surface totale de particules éclairée. 	<ul style="list-style-type: none"> transport de sédiments ponctuel évalué à partir de l'OBS et mesure du courant à la même hauteur ; taux de transport ponctuel intégré sur la profondeur pour fournir le transport des sédiments en suspension ; adapté aux environnements sablonneux, dont les zones de surf. 	<ul style="list-style-type: none"> résultats sensibles à la taille des grains (notamment à la présence de fines) ; exige le calibrage avec un échantillon de sédiment local.
Profileur de courant à effet Doppler (ADCP)	<ul style="list-style-type: none"> les sédiments en suspension sont mesurés à partir de l'intensité du son rétrodiffusé ; la vitesse de courant est mesurée à partir de l'effet Doppler des ondes acoustiques reflétées sur les particules dans la colonne d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> L'ADCP peut être fixe ou déployé sur une embarcation ; de nombreux capteurs sont capables de réaliser un profil vertical pour couvrir la colonne d'eau ; le courant et la concentration en sédiments sont combinés pour estimer le taux de transport en suspension ; la capacité de repérage du fond est utilisée pour estimer le charriage. 	<ul style="list-style-type: none"> le volume échantillonné augmente avec la distance d'éloignement du capteur ; le rétrodiffuseur acoustique est sensible à la taille des particules et un calibrage est requis avec les sédiments locaux.
Ultrasons	<ul style="list-style-type: none"> des ultrasons sont émis dans la nappe de courant. Les particules de sable modifient la fréquence et l'amplitude du signal de retour. 	<ul style="list-style-type: none"> mesure simultanée de la vitesse et de la concentration des particules de sable dans une ou deux direction(s) ; mesure prise en un point unique. 	<ul style="list-style-type: none"> méthode insensible aux particules de limon ; ne peut pas être utilisé lorsque les ondes plongeantes produisent des bulles.

7.9.4.2 Méthodes d'échantillonnage des sédiments transportés le long du lit

L'échantillonnage des matériaux transportés le long du lit lors d'une crue est problématique, car le système d'échantillonnage perturbe les conditions hydrauliques à l'origine du déplacement des sédiments ; qui peut aussi changer radicalement selon le temps et l'emplacement lors du même événement. C'est pourquoi plusieurs échantillons sont souvent requis pour comprendre pleinement comment les sédiments sont transportés. Aussi, le type d'échantillonnage est tout-il aussi important que l'équipement d'échantillonnage(cf. tableau 7.128).

Tableau 7.128 Méthodes d'échantillonnage des sédiments transportés par charriage

Méthode	Principes	Applications	Limitation
Échantillonneur Arnhem (Bottom Transport Meter Arnhem BTMA)	<ul style="list-style-type: none"> un réceptacle en maillage métallique fixé à une armature est enfoncé dans le fond ; la dynamique de l'armature entraîne la collecte des matériaux grossiers transportés par charriage au débit ambiant. 	<ul style="list-style-type: none"> approprié pour les tailles de particule comprises entre 0,3 et 5,0 mm ; le charriage peut être déterminé sur site immédiatement après la collecte ; utiliser dans un écoulement stable où la migration de la forme du fond est progressive. 	<ul style="list-style-type: none"> lorsque la formation du fond à étudier est plus longue que l'armature, la collecte aléatoire requiert un changement de position de l'armature ; un bossoir ou un mât de charge est nécessaire pour déplacer l'équipement.
Échantillonneur Helley-Smith	<ul style="list-style-type: none"> fonctionne comme l'échantillonneur Arnhem, à la différence que la buse sur le réceptacle peut être changée pour correspondre aux tailles des particules à échantillonner. 	<ul style="list-style-type: none"> plusieurs versions d'échantillonneur en termes de poids et de taille : les plus lourds sont généralement utilisés pour les rivières et cours d'eau plus profonds et à écoulement plus rapide. 	<ul style="list-style-type: none"> calibrage requis pour l'environnement observé afin d'obtenir des résultats précis.
Préleveur de sédiments en suspension BL-84	<ul style="list-style-type: none"> forme et conception adaptées de l'échantillonneur Helley-Smith, mais en version plus lourde. 	<ul style="list-style-type: none"> fonctionne pour des rivières de toute profondeur, où il peut être correctement placé dans le lit et pour des vitesses d'eau pouvant atteindre 3 m/s ; tailles des particules d'échantillon entre 1 et 38 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> câble d'arrimage requis à des vitesses supérieures à 1,2 m/s
Échantillonneur de charriage et transport en suspension (Delft Nile)	<ul style="list-style-type: none"> comme l'échantillonneur Arnhem et l'échantillonneur Helley-Smith, mais avec de plus faibles erreurs liées au prélèvement initial et à l'effet de vide, lorsque le matériau passe sous l'échantillonneur, grâce à un bras de tension amovible fixé à la buse. 	<ul style="list-style-type: none"> comme les échantillonneurs Arnhem et l'échantillonneur Helley-Smith adapté à la collecte de particules de taille supérieure à 400 µm ; collecte simultanée de charge en suspension <i>via</i> une série de buses d'admission. 	<ul style="list-style-type: none"> calibrage requis pour l'environnement observé afin d'obtenir des résultats précis ; afin d'éviter les effets indésirables sur le coefficient hydraulique, les échantillons collectés doivent uniquement remplir le sac à hauteur de 50 %.
Suivi du charriage	<ul style="list-style-type: none"> un écho-sondeur 1D ou 2D est utilisé verticalement le long d'une trajectoire horizontale donnée pour déterminer la hauteur de la charge sédimentaire à différents instants. Cela donne un relevé de la migration de la formation du fond étudiée. 	<ul style="list-style-type: none"> taux de transport par charriage calculé à partir des données de l'écho-sondeur et des dimensions de la formation du fond étudiée ; des sondeurs à double fréquence mesurent la végétation/boue meuble sur le substratum. 	<ul style="list-style-type: none"> pas d'échantillon physique ; les conditions d'écoulement doivent être stables, sans perturbation externe entre les passes ; composition de fluide requise pour une précision accrue ; les formations de fond complexes rendent les comportements de migration difficiles à évaluer.
Échantillonneur de puits et de sillon	<ul style="list-style-type: none"> un trou rectangulaire est creusé le long d'une section transversale du lit d'un cours d'eau ; le trou en sillon s'étend sur toute la section transversale du lit ; les dimensions du trou du puits sont spécifiées lors du calibrage de l'échantillonneur ; échantillonnage par vidage du puits. 	<ul style="list-style-type: none"> collecte d'un vaste panel de tailles de particules contrôlées par des tailles de mailles au-dessus du puits ; période d'échantillonnage définie par le temps ou la capacité du puits ; adapté aux rivières éphémères ou ayant des débits de base faibles entre les événements de transport solides. 	<ul style="list-style-type: none"> installation définitive, onéreuse à construire et échantillonnage à un seul emplacement ; entrée latérale des sédiments possible dans les puits ; les sillons sont plus difficiles à construire et à exploiter, mais sont moins durs à calibrer que les puits.

Méthode	Principes	Applications	Limitation
Échantillonneur de charriage par tube vortex	<ul style="list-style-type: none"> un barrage spécialement conçu génère un vortex acheminant la masse de charriage vers un piège situé sur le côté du canal sédiment échantillonné et renvoyé en aval du barrage. 	<ul style="list-style-type: none"> efficace sur les petits cours d'eau avec lit de gravier, mais l'échantillonnage d'une variété de tailles de grain est possible collecte d'échantillons faciles, car les sédiments sont acheminés vers le côté du cours d'eau la charge sédimentaire déviée est continuellement pesée et échantillonnée, puis déchargée en aval. 	<ul style="list-style-type: none"> installation définitive, onéreuse à construire et échantillonnage à un seul emplacement pour obtenir des données significatives, le relevé doit être effectué durant un événement de transport solide taille d'échantillon uniquement limitée par la rapidité à laquelle il peut être chargé et déchargé de la zone d'observation.

7.9.4.3 Méthodes d'échantillonnage des dépôts de matériau du lit

Pour les études de digue, des échantillons du lit sont généralement prélevés afin de déterminer les potentiels ajustements du lit par transport solide (érosion ou aggradation). Des échantillons non perturbés ne sont pas requis à cette fin.

Dans certains cas, notamment dans un environnement fluvial, le lit peut être devenu naturellement protégé par du matériau plus grossier. La couche protectrice et les couches de subsurface peuvent être échantillonnées soit par dénombrement de surface ou en prélevant un échantillon « de benne » (cf. tableau 7.164) :

- **le calcul en surface** d'une couche d'enrochement est obtenu en mesurant l'axe médian (diamètre médian) d'un grand nombre d'éléments en surface (généralement >100 morceaux par site échantillonné), puis en utilisant des statistiques pour déterminer les caractéristiques de taille de l'échantillon, comme la taille médiane ;
- **l'échantillon « de benne »** d'une couche d'enrochement vise à recueillir du matériau à partir d'une profondeur ne dépassant pas celle de l'axe médian de la particule de taille maximum dans le lit.

Pour une couche de subsurface, la couche d'enrochement doit être ôtée avant d'entreprendre un dénombrement de surface ou un échantillonnage « de benne ».

Les dépôts du lit peuvent périodiquement se situer au-dessus du niveau d'eau dans la zone intertidale ou dans des conditions de débit faible. L'échantillonnage en milieu sec est à privilégier, car il y a alors moins de risques que la fraction fine de l'échantillon soit perdue lors de la collecte. Les échantillons provenant de lits secs sont généralement recueillis manuellement à l'aide d'une pelle ou d'une cuillère. D'autres méthodes terrestres d'étude intrusive peuvent être utilisées (cf. section 7.9.7.5). Toutefois, il faudra prêter une attention toute particulière à l'accès et au retrait du site en raison des contraintes imposées par le cycle des marées et les conditions du terrain, ce dernier pouvant présenter une faible capacité de portance.

Des méthodes conventionnelles d'analyse intrusive peuvent être utilisées sur l'eau conjointement à une plateforme flottante. Parmi les méthodes spécialement conçues pour obtenir des dépôts de lit sur l'eau figurent l'échantillonneur par vibrocarottage et la benne de prélèvement (cf. tableaux 7.148 et 7.164).

Le tableau 7.129 inclut des informations supplémentaires.

Pour aller plus loin

Van Rijn (2007) *The manual sediment transport measurement in rivers, estuaries and coastal seas*

Gaeuman and Jacobson (2007) *Field assessment of alternative bed-load transport estimators. Journal of hydraulic engineering*

7.9.5 Méthodes de jaugeage en milieux fluvial et côtier

Les paramètres fondamentaux requis pour évaluer les charges fluviales, estuariennes, ou côtières que subissent les digues incluent les niveaux d'eau, les quantités de décharge sédimentaire et les courants. Diverses méthodes peuvent être employées pour mesurer ces paramètres, comme indiqué au tableau 7.129. Il est nécessaire d'obtenir des mesures de ces paramètres sur une longue période pour déterminer correctement les estimations statistiques des événements d'intensité extrême. Il est donc préférable de mettre en place un programme de suivi pouvant durer plusieurs décennies.

Tableau 7.129 Mesures de courants et de niveaux d'eau

Méthode	Principes	Applications/Avantages	Limitation
Hauteur d'eau (rivière)			
Échelle limnimétrique	<ul style="list-style-type: none"> échelle verticale fixée à un support permanent dans la rivière servant à mesurer le niveau de l'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> simple à installer ; tout indiqué là où des relevés non fréquents ne sont pas requis et sur les sites faciles d'accès. 	<ul style="list-style-type: none"> requiert un relevé manuel ; peut être difficile à maintenir en place, surtout pour un canal à forts embâcles ou très dynamique.
Capteur de pression/transducteurs	<ul style="list-style-type: none"> mesure le changement de pression hydrostatique à mesure que l'eau monte/descend pour déterminer le niveau d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> peut être automatisé pour enregistrer et/ou transmettre des données en temps réel ; moins onéreux à installer que les flotteurs. 	<ul style="list-style-type: none"> peut être difficile à maintenir dans des eaux turbides ; une correction de la pression barométrique est requise ; un capteur peut présenter une dérive des vraies valeurs à mesure que les tubes s'obstruent ou que la condensation s'accumule.
Marégraphe à flotteur	<ul style="list-style-type: none"> un encodeur convertit le mouvement d'un ruban calibré fixé à un flotteur qui suit le niveau d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> concept et équipement simples ; capteur relativement simple à entretenir ; peut être automatisé pour enregistrer et/ou transmettre des données en temps réel. 	<ul style="list-style-type: none"> cher à installer ; peut être difficile à installer et à entretenir ; le boîtier/la structure de la jauge peuvent geler en période de froid.
Radar	<ul style="list-style-type: none"> triangulation de l'onde radio pour déterminer la distance entre le capteur et la surface de l'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> méthode sans contact, simple à installer là où une infrastructure traverse le cours d'eau ; peut transmettre des données en temps réel. 	<ul style="list-style-type: none"> possible limitation de la portée en ce qui concerne la mesure de hauteur entre le capteur et le niveau de l'eau ; la portée affecte la précision de la mesure ; la présence de givre peut donner des relevés incorrects.
Débits (rivières)			
Section fixe	<ul style="list-style-type: none"> la géométrie fixe permet l'utilisation d'une notation unique ou d'une équation empirique pour calculer le débit. 	<ul style="list-style-type: none"> résultats uniformes ; la plus adapté aux cours d'eau à fonds rocheux ou aux emplacements où un barrage fixe peut être construit. 	<ul style="list-style-type: none"> très peu d'emplacements sont adaptés ; coût d'installation élevé.
Courantomètre conventionnels	<ul style="list-style-type: none"> un courantomètre est utilisé pour estimer la vitesse à différents endroits dans une section transversale et à différents moments/niveaux d'eau ; les transects de vitesses sont intégrés sur la section transversale pour calculer le débit composé. 	<ul style="list-style-type: none"> méthode simple utilisée depuis de nombreuses années ; exige une mesure physique sur le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> selon la taille de la rivière, peut demander du temps pour prendre des mesures individuelles ; généralement prélevé depuis les ponts, les bateaux ou les téléphériques, de sorte que la sécurité peut poser un souci peut être coûteux à installer et à entretenir en cas de passages de câble ou d'équipement spécifique requis sur le site.

Méthode	Principes	Applications/Avantages	Limitation
Profileur de courant à effet Doppler (ADCP) (mobile)	<ul style="list-style-type: none"> utilise la triangulation entre plusieurs capteurs pour déterminer l'effet Doppler des particules se déplaçant dans la colonne d'eau ; mesure en continu la vitesse et la profondeur au fil du déplacement ; le débit est calculé en intégrant les profondeurs, la distance parcourue et les mesures de vitesse sur la section transversale. 	<ul style="list-style-type: none"> technologie récente utilisée depuis le début des années 1990 ; bien plus rapide à utiliser qu'un courantomètre conventionnel ; procure un champ de vitesse en 2D ou 3D ; requiert une mesure physique sur le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> équipement coûteux ; peut donner des résultats mitigés lorsque le cours d'eau présente une charge de sédiments en suspension élevée et/ou une masse de charriage élevée ; il est approprié de prendre plusieurs transects, puis la moyenne pour obtenir un débit représentatif ; questions de sécurité identiques à un courantomètre conventionnel mais l'exposition est plus courte dans la durée.
Profileur de courant à effet Doppler (ADCP)/ Vélocimètre acoustique à effet Doppler (ADV) (fixe)	<ul style="list-style-type: none"> le capteur ADCP ou ADV est installé de manière permanente sur la section du canal à balayer soit horizontalement soit verticalement ; mesure en continu ou par intermittence de la vitesse et du débit ; le calcul du débit exige la corrélation entre les relevés et les valeurs d'étalonnage. 	<ul style="list-style-type: none"> procure des données de débit/vitesse en temps réel ; le personnel est exposé à des risques de sécurité moins fréquemment ; peut être automatisé pour enregistrer et/ou transmettre des données en temps réel. 	<ul style="list-style-type: none"> obligation d'établir des valeurs d'étalonnage sur site et de vérifier la cohérence dans le temps par des mesures physiques répétées ; en règle générale, uniquement adapté lorsque la section transversale ne change pas trop dans le temps ; peut être onéreux à installer et à entretenir.
Hauteur de marée (zones côtières et estuaires)			
Marégraphe	<ul style="list-style-type: none"> filtre passe-bas hydrodynamique utilisant la pression marine mesurée. 	<ul style="list-style-type: none"> fiable et bon marché tout environnement et coefficient de marée. 	<ul style="list-style-type: none"> bio-encrassement fixé à une structure existante ou indépendante.
Hauteur des vagues (zones côtières et estuaires)			
ADCP	<ul style="list-style-type: none"> ADCP placé au fond du plan d'eau ou monté sur une structure rigide ; utilise un changement de fréquence dû à l'effet Doppler pour mesurer des courants en 2D ou en 3D convertis en un profil de surface . 	<ul style="list-style-type: none"> raisonnablement non intrusif dans le champ de houle ; peut fournir des ondes directionnelles en 3D ; données stockées en interne ou transmises à la surface par télémétrie ; pas de limites de profondeur d'eau pour cette application. 	<ul style="list-style-type: none"> difficulté à prendre des relevés lorsque les vagues déferlent ou lors de la présence de bulles dans la colonne d'eau ; relativement cher et gourmand en consommation d'énergie.
Bouée	<ul style="list-style-type: none"> la bouée mouillée mesure le pilonnement uniquement ou le pilonnement, le tangage et le roulis <i>via</i> des accéléromètres, des inclinomètres et des compas pour estimer le profil de surface. 	<ul style="list-style-type: none"> bonne précision, longue durée de vie ; données stockées en interne ou transmises au rivage ou au satellite par télémétrie ; généralement dans des eaux plus profondes. 	<ul style="list-style-type: none"> le mouillage affecte la réponse des hautes fréquences ; inclinaison induite par le courant erreurs de mesure à faibles fréquences ; faible résolution directionnelle ; facilement perdue ou endommagée ; exposée au vandalisme.
Jauge de pression et de vitesse u et v (PUV)	<ul style="list-style-type: none"> instrument de subsurface consistant à mesurer la pression et les composantes de vitesse u et v du plan horizontal (soit axes des x et des y) converties en un profil de surface . 	<ul style="list-style-type: none"> fiable, et mesure les ondes unidirectionnelles 2D ou directionnelles 3D, les marées et les vagues, le courant moyen ; petite taille, assez bon marché, faible consommation d'énergie ; données stockées en interne ou transmises à la surface par câble. 	<ul style="list-style-type: none"> limité en profondeur du fait de l'atténuation des hautes fréquences dans la colonne d'eau ; faible résolution directionnelle ; les effets Doppler induits par le courant entraînent un décalage de la fréquence des vagues ; bio-encrassement.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Méthode	Principes	Applications/Avantages	Limitation
Perche à houle	<ul style="list-style-type: none"> changements au niveau de la capacitance ou de la résistance de la longueur de détection d'un câble court-circuité par les mouvements la surface de l'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> simple, bon marché et précis ; tout emplacement où une installation adaptée est envisageable. 	<ul style="list-style-type: none"> intrusif, perforation de surface ; exige un support rigide ; bio-encrassement.
Courants (zones côtières et estuaires)			
ADCP	<ul style="list-style-type: none"> ADCP placé sur le fond du plan d'eau, monté sur structure rigide, bateau amarré ou mobile utilise un changement de fréquence dû à l'effet Doppler à partir d'un faisceau à impulsion sonore pour mesurer les courants 2D ou 3D. 	<ul style="list-style-type: none"> raisonnablement non intrusif ; données stockées en interne ou transmises à la surface par télémétrie. 	<ul style="list-style-type: none"> difficulté à prendre des relevés lorsque les vagues déferlent ou lors de la présence de bulles dans la colonne d'eau ; relativement cher et gourmand en consommation d'énergie.
Turbine avec conduit	<ul style="list-style-type: none"> courant moyen mesuré par une turbine réversible à une hauteur définie dans la colonne d'eau ; la turbine est libre de tourner autour de son axe avec un compas pour mesurer la direction. 	<ul style="list-style-type: none"> bonne précision ; données stockées en interne. 	<ul style="list-style-type: none"> l'équipement comporte des pièces mobiles vulnérables au bio-encrassement ; seuls les courants moyens sont mesurés.
Électromagnétique	<ul style="list-style-type: none"> composants orthogonaux au courant mesurés via l'effet de Faraday à une hauteur donnée de la colonne d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> aucune pièce mobile ; données stockées en interne ou transmises à la surface par télémétrie. 	<ul style="list-style-type: none"> équipement relativement cher et vulnérable au bio-encrassement ; exige un calibrage relativement cher à réaliser
Jauge de pression et de vitesse u et v (PUV)	<ul style="list-style-type: none"> instrument de subsurface servant à mesurer la pression et les composantes de vitesse u et v dans le plan horizontal (soit axes des x et des y). 	<ul style="list-style-type: none"> petite taille, assez bon marché, faible consommation d'énergie ; données stockées en interne ou transmises à la surface par câble. 	<ul style="list-style-type: none"> bio-encrassement.

7.9.6 Méthodes de reconnaissances géophysiques et non-intrusives

La caractérisation des digues et de leurs fondations, *via* une approche par étude intégrée progressive largement fondée sur des techniques géophysiques et intrusives de surface, peut fournir des résultats plus fiables et rentables concernant la sécurité de la digue, ainsi que des programmes de réparation/renforcement et de conception.

Les reconnaissances géophysiques délivrent de précieuses informations lors de la phase de faisabilité de nouvelles digues et concernant les conditions de diagnostic et les travaux d'amélioration sur les digues existantes. Elles peuvent servir à caractériser les sols de fondation et la structure interne, ainsi que les propriétés des digues.

Le premier avantage des méthodes géophysiques est de permettre un examen relativement rapide d'un site, en fournissant des informations qui vont servir à cibler les reconnaissances intrusives et qui contribuent à déduire les conditions ou la structure géologique entre les points de sondage ou de forage.

Les études géophysiques applicables à l'étude d'une digue incluent un large spectre de techniques aériennes, de surfaces terrestres et de sondages, ainsi que des techniques aquatiques déployées à partir d'une embarcation de surface. Parmi les autres techniques généralement non intrusives figurent le sondage LiDAR et la photographie aérienne (incluant la lumière visible et l'infrarouge), qui permet d'exploiter des caractéristiques de surface pour en déduire des conditions du terrain.

Comprendre les capacités des différentes méthodes géophysiques permet d'optimiser leur utilisation pour les reconnaissances de subsurface. Les méthodes géophysiques peuvent être essentiellement qualifiées « de reconnaissance » ou « ciblées ». Pour le diagnostic initial de digue, les méthodes de reconnaissance avec un taux élevé d'acquisition des données (échantillonnage et couverture du terrain rapides en continu) sont généralement privilégiées. Les méthodes géophysiques ciblées affichent généralement une couverture spatiale plus limitée et visent à acquérir d'autres informations plus détaillées.

L'encadré 7.34 présente des exemples de l'utilisation de la géophysique dans les études de digues.

Encadré 7.34
Géophysique dans l'étude de digues

L'utilisation de la géophysique dans l'évaluation de digues a été éprouvée à travers le monde et bien documentée. Parmi les exemples figurent :

- le projet FloodProbe a eu recours à des technologies visant à améliorer la sécurité de l'environnement construit en rapport avec les crues et a produit un rapport déterminant en 2012 sur les méthodes rapides et rentables d'évaluation de l'état d'une digue : la géophysique et la télédétection. Il se concentrait sur les zones urbaines et le recours à des méthodes électriques et électromagnétiques ;
- le Sageep (Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems) est une grande conférence internationalement reconnue sur l'application pratique de la géophysique en eaux peu profondes. Les minutes de la conférence Sageep sont publiées annuellement par l'Environmental and Engineering Geophysical Society (EEGS) et, ces dix dernières années environ, plusieurs publications ont décrit des études géophysiques de digues récentes et existantes dans plusieurs régions ;
- l'US Army Engineer Research and Development Centre (ERDC) et l'US section of the International Boundary and Water Commission (USIBWC) ont réalisé une évaluation des conditions sur près de 800 km dans la Rio Grande Valley entre 2001 et 2003. Le but étant d'évaluer l'aptitude des méthodes géophysiques à détecter des signes critiques au niveau des digues et à mieux définir les études géotechniques ultérieures ;
- le Public Works Research Institute à Tsukuba, au Japon, conjointement à d'autres sociétés japonaises et à la Society of Exploration Geophysicists of Japan (SEGJ), a évalué plus de vingt digues au Japon via des méthodes de reconnaissances géophysiques intégrées ;
- le Kansas Geological Survey, conjointement à l'USIBWC, l'US Geological Survey, ERDC et l'USACE ont testé l'utilisation de techniques sismiques pour l'évaluation et l'étude de grands systèmes de digues aux États-Unis ;
- en Allemagne, l'application appropriée de techniques géophysiques a été évaluée par le BAM Federal Institute, et d'autres, dans le cadre du projet Deistrukt, portant sur les systèmes fluviaux de la Mulde et de l'Elbe ;
- d'autres initiatives de recherches ont également été entreprises. Elles comprennent :
 - ERINOH (France) projet de recherche national sur l'érosion interne ;
 - FLOODSite (projet financé par la Communauté européenne) ;
 - Impact (projet financé par la Communauté européenne) étude des processus de crue extrême et incertitude.

Considérations lors de la mise en place d'une phase de reconnaissances géophysiques

En vue de comprendre et gérer les risques géotechniques et hydrogéologiques associés à la construction et l'entretien d'une digue, les orientations suivantes sont proposées lors de la mise en place d'une étude géophysique :

- la géophysique est un champ d'étude spécialisé et, lorsque son utilisation est jugée appropriée, mieux vaut se renseigner auprès d'un expert ;
- lorsque le projet exige l'intégration et l'interprétation continues de données géophysiques, il est préférable de compter un expert en géophysique dans l'équipe-projet ;
- l'interprétation de données géophysiques doit, le cas échéant, être conduite en tenant compte d'autres données pertinentes, dont les sources d'information géotechniques, géologiques et hydrogéologiques ;
- les méthodes géophysiques utilisées doivent être appropriées aux conditions du site, et les limitations que le site peut imposer sur l'efficacité de la méthode doivent être connues ;
- la géométrie de la digue et les matériaux constitutifs peuvent avoir une influence sur l'approche géophysique ;
- le cas échéant, une modélisation numérique plus poussée peut être utilisée dans le cadre de toute évaluation pour déterminer la capacité d'une technique ou de techniques à remplir les objectifs de l'étude pour des conditions de site spécifiques (cela est soumis aux limitations connues de sursimplification et dépend de la qualité des paramètres d'entrée de modèle) ;
- des études géophysiques d'essais de portée limitée peuvent servir à démontrer l'« adéquation » des méthodes et à évaluer leur efficacité pour déterminer les propriétés physiques du sol et les conditions du terrain ;
- les méthodes géophysiques par sondage peuvent considérablement améliorer le volume d'informations découlant d'une étude intrusive et peuvent être liées aux données de méthodes géophysiques de surface, aquatiques ou aériennes.

Considérations lors de la conception ou de l'élaboration du cadre de reconnaissances géophysiques

Les méthodes traditionnelles de reconnaissances géophysiques pour les digues et les sols de fondation reposaient sur l'inspection visuelle, les registres de site précédents ainsi que sur les forages géotechniques intrusifs, l'échantillonnage et les analyses de laboratoire. Les techniques géophysiques modernes adaptées aux différentes phases d'une étude intégrée peuvent assez rapidement procurer une vaste couverture continue d'un site. Le niveau des techniques géophysiques et autres techniques non intrusives déployées doit correspondre à la phase de l'étude.

Le principal bénéfice à tirer des techniques géophysiques peut généralement être obtenu en les mettant en œuvre assez tôt dans le cadre d'une étude en plusieurs phases.

La géophysique fournit des informations verticales et latérales pour élaborer un modèle de terrain en 3D montrant où les conditions du sol sont susceptibles d'être en contradiction avec les conditions environnementales générales, toutes deux au sein de la digue existante et des sols de fondation. Ces variations indiquent des caractéristiques risquant d'affecter l'aptitude à l'usage de la digue.

Les données géophysiques permettent une utilisation plus efficace des reconnaissances intrusives, en justifiant des décisions visant à adopter un espacement plus large entre les points de sondage, là où les conditions du terrain semblent assez uniformes. Elles peuvent aussi justifier une étude intrusive ciblée et plus étroitement espacée, où les conditions du terrain sont jugées complexes et critiques.

Toutefois, les exigences générales des codes et normes des pays concernant l'espacement des reconnaissances intrusives peuvent s'appliquer (cf. section 7.9.7.2). Les informations procurées par la géophysique améliorent l'interpolation des frontières stratigraphiques, des structures et des propriétés *in situ* entre des points de reconnaissance intrusive, de même que les données de reconnaissance intrusive peuvent améliorer l'interprétation des données géophysiques. C'est pourquoi une intégration étroite des données géophysiques avec toutes les autres données est nécessaire. L'approche combinée est plus efficace que le contrôle visuel d'un côté et la reconnaissance intrusive de l'autre, pour déterminer la structure interne de la digue ou les conditions du terrain. Il arrive souvent qu'une étude géophysique intégrée et intrusive ciblée procure d'autres informations de caractérisation du site importantes sans coût notable et en moins de temps qu'une reconnaissance intrusive traditionnelle.

Les méthodes d'étude géophysiques et autres méthodes non intrusives peuvent fournir des données servant à évaluer des conditions du terrain :

- en dessous et adjacentes à la digue (profil des sols de fondation de la digue) ;
- en dessous du plan d'eau adjacent (profondeur de l'eau et profil des dépôts du lit) ;
- au sein de la digue (structure interne de la digue).

Les techniques géophysiques se fondent sur des principes physiques et une technologie qui comportent certaines limitations, et doivent être pleinement comprises par toutes les parties impliquées lors de la planification d'une étude. Il est préférable d'utiliser plusieurs méthodes géophysiques combinées, si possible, pour améliorer la fiabilité du modèle de terrain. Les techniques géophysiques modernes peuvent servir à déduire des paramètres géotechniques *in situ* (cf. section 7.8.1.5).

Les méthodes géotechniques peuvent généralement être adaptées pour sonder la géométrie du site. De nombreuses méthodes géophysiques conviennent pour étudier de longues structures de digues linéaires le long de l'axe longitudinal principal et certaines peuvent être utilisées, selon la dimension linéaire, pour étudier la structure transversale et les caractéristiques d'une digue.

En général, une approche en plusieurs phases impliquera la réalisation de profils longitudinaux initiaux le long de la digue pour déterminer la variabilité latérale. Les profils transversaux peuvent ensuite être réalisés, dans le cas où des informations détaillées seraient requises pour un segment spécifique de la digue.

De nombreux facteurs propres au site doivent être pris en compte lors de la définition du champ d'une étude géophysique et il convient d'éviter une approche trop normative. Certains pays disposent de des recommandations spécifiques en ce qui concerne le champ des non intrusives, dans ce cas les codes et normes et autres guides doivent être consultés. En l'absence de telles informations, le tableau 7.130 propose un mode d'emploi type pour la réalisation d'une étude géophysique appliquée aux digues.

Tableau 7.130 Exemple de mode d'emploi général pour les reconnaissances géophysiques de digues

Application	Plan de reconnaissance indicatif pour l'étude géophysique de digues
Évaluation de condition de digues existantes	Profils ou grilles longitudinaux généralement fondés sur des techniques électriques ou électromagnétiques mais incluant éventuellement des techniques sismiques, de gravité ou magnétiques, allant du plan d'eau à environ 20 mètres côté terre pour déterminer la stratigraphie, la structure et les propriétés du terrain. Des méthodes aériennes peuvent être envisagées lorsque les dimensions linéaires à étudier sont suffisamment étendues et que sont requises des informations sur la condition de la fondation.
Fondations de nouvelles petites digues	Profils ou grilles longitudinaux généralement fondés sur des techniques sismiques, électriques ou électromagnétiques mais incluant éventuellement des techniques de gravité ou magnétiques, allant du plan d'eau à environ 20 mètres côté terre pour déterminer la stratigraphie, la structure et les propriétés du terrain. Géophysique du trou de forage au besoin pour caler données intrusives et géophysiques.
Fondations de nouvelles grandes digues	Profils ou grilles longitudinaux généralement fondés sur des techniques sismiques, électriques ou électromagnétiques mais incluant éventuellement des techniques de gravité ou magnétiques, allant du plan d'eau à environ 40 mètres côté terre pour déterminer la stratigraphie, la structure et les propriétés du terrain. Géophysique du trou de forage au besoin pour caler données intrusives et géophysiques. Des méthodes aériennes peuvent être envisagées lorsque les dimensions linéaires à étudier sont assez étendues.
Digues existantes à rehausser	Profils ou grilles longitudinaux généralement fondés sur des techniques sismiques, électriques ou électromagnétiques mais incluant éventuellement des techniques de gravité ou magnétiques s'étendant au-delà du pied côté terre pour comprendre la structure interne et les propriétés de la digue. Géophysique du trou de forage au besoin pour caler données intrusives et géophysiques.
Lit fluvial ou profil de l'estran	Profils longitudinaux fondés sur des techniques acoustiques/sismiques côté maritime de la digue pour avoir une idée des conditions bathymétriques et des fonds marins en eau peu profonde/du lit fluvial. Géophysique du trou de forage au besoin pour caler données intrusives et géophysiques. Des méthodes aériennes peuvent être envisagées lorsque les dimensions linéaires sont assez étendues.

L'étude des digues et/ou de leurs sols de fondation va de l'échelle locale à régionale. Cette variabilité aérienne doit être reflétée dans le programme d'étude. Le tableau 7.131 présente un exemple de programme généralisé pour une étude géophysique.

Tableau 7.131 Exemple de programme type pour les investigations géophysiques

Échelle	Programme indicatif concernant l'étude géophysique de digues
Étude du site, dimension linéaire de 50 m à 10 km	<ul style="list-style-type: none"> étude documentaire propre au site, revue des données existantes ; portée intégrée, études géophysiques-intrusives éventuellement à phases multiples ; étude géophysique sur terre et sur l'eau, interprétation initiale ; études intrusives de faisabilité ciblées avec géophysique de forage, le cas échéant, et essais <i>in situ</i> et de laboratoire ; études intrusives détaillées ; reporting intégré (géophysique terrestre/aquatique et informations intrusives), dont interprétation et recommandations.
Étude régionale, dimension linéaire de 10 km à 500 km+	<ul style="list-style-type: none"> étude documentaire régionale majeure, revue des données existantes ; portée intégrée, stratégie d'étude géophysique-intrusive à phases multiples ; étude géophysique aérienne, interprétation initiale ; étude géophysique de faisabilité terrestre et aquatique propre au site, intégration et interprétation des données initiales ; conception d'un modèle géologique/géotechnique/hydrogéologique initial et sites prioritaires pour les études intrusives ; programme de forage régional ciblé avec diagraphie par câble, géophysique de trou de forage et tests <i>in situ</i> et de laboratoire ; mise à jour de modèle géologique/géotechnique/hydrogéologique initiaux et sites prioritaires pour l'étude ; étude géophysique ciblée terrestre et aquatique propre au site, aux endroits nécessaires ; programme intrusif et de tests d'échantillons propre au site détaillé, le cas échéant ; reporting intégré (géophysique aérienne/terrestre/aquatique et informations intrusives), dont interprétation et recommandations.

Produits livrables d'une reconnaissance géophysique

Les reconnaissances géophysiques impliquent généralement l'acquisition de données numériques avec GPS pour le contrôle de la hauteur et de la position latérale. Cela implique généralement la mesure, l'enregistrement, le traitement et la présentation d'une réponse physique pour élaborer une représentation 1D à 3D du terrain pouvant être étendue à 4D *via* des techniques d'étude par *time-lapse*, de façon à détecter les changements au niveau des conditions limites ou du sol dans les sols de fondation ou au sein de la structure de la digue. L'acquisition des données doit être soumise à des normes de contrôle qualité acceptables, car les logiciels de traitement sophistiqués ne résoudront pas les problèmes de qualité des données. Les informations provenant d'une reconnaissance géophysique peuvent être :

- la détermination indirecte des propriétés physiques ;
- l'imagerie et l'interprétation de la géométrie de subsurface (dont stratification et discontinuités).

De nombreuses études combinent l'imagerie et la détermination des propriétés physiques en 1D (profils de profondeur ou de distance), 2D (cartes en plan ou profils distance-profondeur) ou 3D (volumes zone-profondeur).

Une reconnaissance géophysique généralisée comporte plusieurs composants principaux :

- acquisition de données sur le terrain ;
- gestion (réduction du bruit) et traitement des données ;
- calibrage des données (selon des conditions connues à partir des trous de forage ou du CPT, par exemple) ;
- modélisation numérique ;
- interprétations qualitatives et/ou quantitatives ;
- intégration d'autres informations pour l'élaboration d'un modèle de terrain plus fiable.

Des rapports géophysiques doivent pleinement détailler toutes les hypothèses retenues lors de l'interprétation des données.

7.9.6.1 Méthodes géophysiques

Cette section se réfère à des techniques géophysiques afin de faciliter la sélection de méthodes possibles pour :

- évaluer des conditions du terrain ou de la fondation
- évaluer la structure interne de la digue à partir d'études de faisabilité préalables *via* une évaluation de postconstruction
- évaluer les profondeurs de l'eau et la nature des dépôts du lit en dessous d'un plan d'eau.

L'efficacité des méthodes géophysiques est limitée par six facteurs de contrôle :

- profondeur de pénétration
- résolution verticale
- résolution latérale
- rapport signal/bruit
- contrastes au niveau des propriétés physiques
- degré de corrélation entre la propriété mesurée par la technique géophysique et la nature des propriétés mécaniques du matériau.

Le choix de technique(s) et le respect de pratiques d'excellence en matière de planification, d'acquisition, de traitement et d'interprétation sont également déterminants pour l'efficacité des études. Il faut s'enquérir de conseils d'experts pour utiliser et sélectionner les méthodes.

Les méthodes géophysiques applicables aux digues relèvent de quatre catégories caractérisées par l'environnement général dans lequel elles sont utilisées :

- **méthodes au-dessus du sol :**
 - méthodes de surface déployées à la surface du sol ou de la digue ;
 - méthodes aquatiques déployées sur et en dessous de la surface de l'eau ;
 - méthodes aériennes déployées à partir de plateformes à voilure fixe ou d'hélicoptères survolant le site.
- **méthodes en-dessous du sol :**
 - méthodes de diaggraphie par câble et sismiques de forage déployées à travers des trous de forage, ou certaines formes peuvent être enfoncées directement dans le sol (*via* un appareil de forage CPT).

Les méthodes de surface sont considérées comme les méthodes principales. En général, les techniques de surface, et en particulier les variantes électriques et électromagnétiques, composent l'écrasante majorité de l'historique des reconnaissances de digues ayant eu recours à la géophysique.

Les solutions dans le domaine des techniques géophysiques aquatiques, aériennes et employant les forages sont considérées comme des méthodes secondaires. Le recours à ces technologies devrait augmenter à l'avenir, reflétant le rôle croissant de la géophysique technique en matière d'ingénierie et de construction géotechniques.

Les méthodes de forage/diagraphie par câble sont incluses du fait qu'elles pourraient être utilisées lorsque des informations hautement localisées sont requises, comme la mesure de paramètres géophysiques le long de l'axe et au sein de l'environnement localisé du trou de forage. Certaines méthodes déterminent les conditions du terrain entre des trous de forage et peuvent fournir des images de propriétés, telles que la vitesse sismique dans un sens coplanaire entre les trous de forage.

Les sections suivantes décrivent quatre sous-environnements clés où appliquer des techniques de reconnaissances géophysiques et non intrusives aux digues.

Chaque section s'accompagne d'un tableau et, pour chaque méthode, la propriété mesurée est décrite, le cas échéant. Des instructions sont fournies quant à la phase d'un projet à laquelle la méthode devrait profiter le plus, accompagnées d'une description des principaux objectifs. Les considérations propres à chaque méthode sont énumérées avec les principales limites à la dispense efficace de services géophysiques et des instructions concernant les taux de productivité.

Les techniques les plus applicables sont énumérées en haut de chaque tableau en **gras**, et ce qui peut être considéré comme des techniques inhabituelles est indiqué en *italique* et cité en bas de chaque tableau.

7.9.6.2 Principales méthodes géophysiques : surface



Figure 7.73 **Méthodes de surface : tomographie de résistivité électrique**
(source : Fugro)

Inazaki et Hayashi (2011) ont résumé les critères clés d'adaptabilité pour les méthodes géophysiques de surface (cf. figure 7.73) lors d'une étude de digues ou de sols de fondation. Ils ont établi qu'ils devaient :

- être non destructeurs et ne pas endommager la digue ;
- identifier les propriétés physiques utiles pour évaluer la sécurité des systèmes de digue ;
- être en mesure de donner une image des faibles profondeurs jusqu'à vingt mètres ;
- afficher suffisamment de résolution pour identifier une anomalie aussi petite qu'un mètre ;
- fournir un profil continu le long des digues à un coût abordable ;
- être techniquement transparents et largement applicables aux sondages de digue.

Bien que certaines méthodes géophysiques adéquatement sélectionnées remplissent généralement ces critères, des anomalies présentant des dimensions inférieures à un mètre peuvent être détectées, notamment les changements au niveau du type de matériau, des vides et des zones d'infiltration.

Les méthodes géophysiques de surface impliquent l'utilisation d'instruments portatifs ou montés sur véhicule pour obtenir des mesures à ou très proches de la surface du sol. Aussi l'accès peut-il constituer une limitation fondamentale dans le cas de végétation épaisse ou d'obstructions en surface et il peut s'avérer nécessaire de dégager certaines parties du site pour permettre de poursuivre les travaux de sondage.

Les instruments sont couramment reliés à un système de positionnement global différentiel (DGPS) en temps réel pour obtenir une précision de positionnement à moins d'un mètre. Ils peuvent souvent être intégrés à des données DGPS provenant d'autres techniques géophysiques pour dispenser un sondage efficace à plusieurs capteurs.

Pour certaines techniques, comme les techniques de résistivité, électromagnétiques et magnétiques, les réponses du site peuvent être évaluées sur le terrain peu après l'acquisition des données. Pour d'autres, comme la gravité et la réfraction, le traitement des données donne de meilleurs résultats après l'acquisition des données dans la base ou le bureau sur site. La qualité de toutes les données peut et doit être évaluée sur le terrain. Les données sont fréquemment traitées sur des cartes et profils 2D et des volumes 3D *via* de puissants logiciels de traitement et de visualisation de base de données. Les données intrusives peuvent être instantanément intégrées avec des réponses géophysiques au sein d'un cadre spatial partagé.

Pour les digues, les applications courantes incluent de :

- définir une stratification interne au sein des digues et des sols de fondation ;
- accompagner le ciblage d'études intrusives de suivi ;
- déterminer des zones de levée potentielle ou réelle ;
- identifier la présence d'objets hors-sol ;
- faciliter la production de paramètres géotechniques élastiques *in situ* de la digue et des sols de fondation conjointement au calibrage du forage.

Il est à noter que, malgré la disponibilité de plusieurs technologies alternatives, la plupart des études historiques géophysiques de surface des digues se sont limitées aux techniques électromagnétiques et électriques. Le tableau 7.132 est issu du tableau 2.2 du projet FloodProbe (Royet, 2012) et comporte un code couleur servant de guide à l'applicabilité des techniques géophysiques les plus couramment utilisées pour les digues existantes dans le cadre de :

- zonage et détermination de l'ouvrage ;
- détection de point faible et d'anomalie ;
- propriété de matériau et identification de condition.

Le tableau 7.133 présente les principales méthodes géophysiques de surface applicables aux digues et sols de fondation.

Tableau 7.132 **Guide à l'application de techniques géophysiques de surface pour des digues existantes**
(d'après Royet, 2012)

		Tomographie de résistivité électrique	Induction électromagnétique	Onde sismique de surface	Potentiel propre	Réfraction sismique	Radar de pénétration du terrain	Microgravité	Magnétique
Zonage et délimitation d'ouvrage	Zonage horizontal de digue en blocs « homogènes »	Vert	Vert	Vert	Rouge	Rouge	Jaune	Rouge	Jaune
	Structure verticale, couches, profondeur de fondation, nappe phréatique	Vert	Rouge	Jaune	Rouge	Vert	Jaune	Rouge	Rouge
Détection de points faibles et d'anomalies	Anomalies structurelles (ex. réparations des brèches, transitions)	Vert	Vert	Vert	Rouge	Rouge	Vert	Rouge	Jaune
	Surfaces de contact entre les couches de matériau de contraste ou condition	Vert	Rouge	Jaune	Rouge	Jaune	Jaune	Rouge	Rouge
	Fissuration	Jaune	Rouge	Jaune	Jaune	Rouge	Jaune	Rouge	Rouge
	Vides, affaissement, cavités de fondation	Jaune	Rouge	Vert	Rouge	Rouge	Jaune	Vert	Rouge
	Canaux enterrés dans la fondation	Jaune	Rouge	Jaune	Rouge	Rouge	Rouge	Rouge	Rouge
	Zones d'infiltration, érosion potentielle et renard	Vert	Rouge	Jaune	Vert	Rouge	Rouge	Jaune	Rouge
	Ouvrages imbriqués	Vert	Vert	Jaune	Rouge	Jaune	Vert	Rouge	Jaune
	Ouvrages métalliques enterrés	Vert	Vert	Rouge	Jaune	Rouge	Vert	Rouge	Vert
Identification des propriétés et de conditions de matériau	Type de sol, teneur en humidité, teneur en argile	Vert	Vert	Rouge	Rouge	Rouge	Rouge	Rouge	Jaune
	Propriétés géotechniques du sol (porosité, consolidation, perméabilité)	Jaune	Rouge	Vert	Jaune	Jaune	Rouge	Rouge	Rouge
	Suivi des changements temporels (saison sèche/conditions de crue)	Vert	Jaune	Jaune	Vert	Rouge	Jaune	Jaune	Rouge
	Vitesses de flux d'infiltration	Rouge	Vert	Rouge	Vert	Rouge	Rouge	Rouge	Rouge

Méthode

	Méthode recommandée ou privilégiée
	Méthode applicable sous conditions
	Généralement non applicable

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 7.133 Principales méthodes géophysiques de surface applicables aux digues et aux sols de fondation

Méthode	Produits livrables	Projet suggéré	objectifs de phase géotechnique et hydrogéologique	Considérations	Limitations	taux de production journalier
Les méthodes principales sont indiquées en gras Les méthodes secondaires sont indiquées en <i>italique</i>	Facteurs communs aux méthodes Profils et cartes des propriétés	reconnaissance ; faisabilité ; conception ; postconstruction.	traitement de mode de rupture potentiel ; propriétés techniques de subsurface ; chemin d'infiltration ; identification.	digue nouvelle ou existante ; accès ; complément potentiel méthodes pour produire des résultats.	services publics ; bruit acoustique ; systèmes de communication.	
		reconnaissance ; faisabilité ; conception ; postconstruction.	identifier les zones d'infiltration.	tenir compte du réseau CCR remorqué pour les grands projets ; associer l'interprétation aux données descendantes dans la mesure du possible.	les eaux souterraines conductrices occultent la réponse du matériau ; profondeur de recherche maximum généralement <20 m.	300 m à 1 km (et avec piquets métalliques)
Facteurs propres aux méthodes Tomographie de résistivité électrique Profilage CC/ERT et couplé capacitivement (CCR)	Profils de plan distance-profondeur de résistivité souterraine distribution interprétée pour les couches, la structure et les propriétés électriques anormales	reconnaissance ; faisabilité ; conception ; postconstruction.	identifier les matériaux grossiers ; identifier les zones d'infiltration.	tenir compte des réseaux à remorqués pour les grands projets ; associer l'interprétation aux données descendantes dans la mesure du possible.	les eaux souterraines conductrices occultent la réponse du matériau ; profondeur de recherche maximum généralement <20 m.	300 m à 1 km (et avec piquets métalliques)
		reconnaissance ; faisabilité ; postconstruction.	variation horizontale et verticale de conductivité électrique – changements des types de matériau, détection des tuyaux enfouis et autres structures métalliques ; contrôle qualité de construction (présence de matériaux de construction exotiques hors-sol).	tenir compte des réseaux à capteurs multiples remorqués pour les grands projets ; des méthodes complémentaires incluent le champ total magnétique/ la gradiométrie et radar de pénétration du sol.	profondeur d'étude, 1,5 m à 30 m dépendant de la séparation de bobine ; perte de résolution latérale avec profondeur de pénétration accrue	5 km à >10 km.
Induction électro-magnétique Domaine fréquentiel	Profils de distance interprétés de la distribution de la conductivité électrique en sous-sol	reconnaissance ; faisabilité ; postconstruction.	variation horizontale et verticale de conductivité électrique – changements des types de matériau, détection des tuyaux enfouis et autres structures métalliques ; contrôle qualité de construction (présence de matériaux de construction exotiques hors-sol).	tenir compte des réseaux à capteurs multiples remorqués pour les grands projets ; des méthodes complémentaires incluent le champ total magnétique/ la gradiométrie et radar de pénétration du sol.	profondeur d'étude, 1,5 m à 30 m dépendant de la séparation de bobine ; perte de résolution latérale avec profondeur de pénétration accrue	5 km à >10 km.
		reconnaissance ; faisabilité ; postconstruction.	identifier les zones fragiles dans les ouvrages existants ou les surfaces de préconstruction ; identifier les changements d'épaisseur de matériau et d'étendue ; identifier l'étendue d'activités de réparation.	envisager les réseaux remorqués pour les grands projets ; associer l'interprétation aux données descendantes dans la mesure du possible	profondeur d'étude selon la fréquence mais généralement <20 m ; sites sismiquement/acoustiquement bruyants.	500 m à 1 km.
Sismique de vague en surface Variantes MASW, SASW, ReMI	Profils plans distance-profondeur de la distribution de vitesse d'ondes de cisaillement sous la surface, dérivés de la vitesse d'ondes de surface interprétées pour les propriétés de stratification, de structure et de rigidité anormale	reconnaissance ; faisabilité ; postconstruction.	identifier les zones fragiles dans les ouvrages existants ou les surfaces de préconstruction ; identifier les changements d'épaisseur de matériau et d'étendue ; identifier l'étendue d'activités de réparation.	envisager les réseaux remorqués pour les grands projets ; associer l'interprétation aux données descendantes dans la mesure du possible	profondeur d'étude selon la fréquence mais généralement <20 m ; sites sismiquement/acoustiquement bruyants.	500 m à 1 km.
Réfraction sismique Onde P, onde S et tomographie de réfraction	Profils de plan distance-profondeur de reconnaissance répartition de vitesse de subsurface répartition interprétée pour la stratification, la structure et les propriétés sismiques anormales	reconnaissance ; faisabilité ; conception ; postconstruction.	identifier les changements au niveau des matériaux de fondation par détermination de la vitesse des ondes de compression ou de cisaillement en rapport avec la profondeur et profondeur jusqu'à la base de la digue.	associer l'interprétation aux données de forage dans la mesure du possible.	la plupart des sites enfreignent l'hypothèse d'interprétation simple les régissant.	500 à 600 m (onde p) 200 à 500 m (onde s).

Méthode	Produits livrables	Projet suggéré	objectifs de phase géotechnique et hydrogéologique	Considérations	Limitations	taux de production journalier
Potentiel spontané (SP)	Profils de distance interprétés de réponse SP indiquant des zones de fuite potentielles	<ul style="list-style-type: none"> postconstruction. 	<ul style="list-style-type: none"> identifier les zones et les chemins d'infiltration 	<ul style="list-style-type: none"> envisager l'utilisation de sp en milieu aquatique via des systèmes de réseau remorqués 	<ul style="list-style-type: none"> inefficace en milieu salin conducteur ; interférence avec les structures métalliques 	<ul style="list-style-type: none"> de 2 à 4 km
Réfecton sismique Onde P, onde S	Sismogrammes interprétés pour les propriétés de stratification, de structure et d'anomalies sismiques	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance ; faisabilité ; conception ; postconstruction. 	<ul style="list-style-type: none"> interprétations stratigraphiques et géologiques structurelles au sein et au niveau de la fondation des levées ; profondeurs avec les interfaces 	<ul style="list-style-type: none"> associer l'interprétation aux données du fond de trou dans la mesure du possible envisager l'acquisition d'ondes p et s simultanée à des composants multiples. 	<ul style="list-style-type: none"> nécessite une résolution sismique plus grande proche de la surface, seulement possible avec des longueurs d'onde courtes associées à des ondes s 	<ul style="list-style-type: none"> de 500 m à 1 km
Radar de pénétration du sol (GPR)	Radargrammes interprétés pour les propriétés de stratification, de structure et d'anomalies diélectriques .	<ul style="list-style-type: none"> faisabilité ; conception ; postconstruction. 	<ul style="list-style-type: none"> stratification et structure au niveau des digues. 	<ul style="list-style-type: none"> envisager des réseaux remorqués pour les grands projets. 	<ul style="list-style-type: none"> pénétration très faible dans des matériaux riche en argile ou dans des eaux saumâtres ou salées 	<ul style="list-style-type: none"> > 1km (sauf pour des systèmes de mesures bistatiques)
Microgravité	Cartes ou distances de profil de réponse gravitationnelle, interprétée pour des variations de densité	<ul style="list-style-type: none"> faisabilité ; conception ; postconstruction. 	<ul style="list-style-type: none"> détecter des zones de faible densité et chemins d'infiltration potentiels détecter des cavités. 	<ul style="list-style-type: none"> considérer comme une technique de ciblage plus que de reconnaissance pour des applications spécifiques comme des vides peu profonds 	<ul style="list-style-type: none"> technique relativement lente – les cibles peu profondes nécessitent des grilles denses 	<ul style="list-style-type: none"> 50 à 100 points de mesures
Magnétique	Cartes ou profils de distance de réponse gravitationnelle, interprétée à partir de variations magnétiques	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance 	<ul style="list-style-type: none"> détecter les restes d'engins explosifs et autres objets métalliques (ex. tuyaux). 	<ul style="list-style-type: none"> envisager des réseaux remorqués pour les grands projets. 	<ul style="list-style-type: none"> interférences de bruit avec les structures métalliques ; limitations de profondeur dues au champ de décalage avec la profondeur des objets 	<ul style="list-style-type: none"> > 10 km

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

7.9.6.3 Méthodes géophysiques secondaires : aquatiques



Figure 7.74 **Méthodes aquatiques – sonar à balayage latéral « poisson »**
(source : Fugro)

Divers systèmes géophysiques peuvent être déployés à partir d'une embarcation (cf. figure 7.74) avec contrôle du positionnement GPS pour :

- cartographier la surface du fond et les conditions du sous-sol, et bathymétrie (systèmes de sonar interférométrique et à multiples faisceaux) :
- cartographier le type de substrat (sonar à balayage latéral) :
- cartographier la stratigraphie et la structure des sédiments (profilage par réflexion sismique du sous-sol, réfraction et systèmes d'ondes de surface).

Toutefois, l'équipement aquatique a besoin d'une profondeur d'eau adéquate pour fonctionner. En raison de la nature de la digue, la profondeur adéquate de l'eau à proximité de la digue ou sur la zone à étudier peut uniquement survenir périodiquement, par exemple dans des conditions de marée. En cas d'accès facile et de surface praticable à pied ou en véhicule, certaines techniques géophysiques de surface peuvent alors être utilisées. Comme avec la géophysique de surface, l'étude intrusive et la photographie du fond peuvent servir à valider les données géophysiques.

Pour les digues, les applications courantes incluent :

- bathymétrie et morphologie (dépôt et affouillement) :
- géométrie de pente :
- répartition des sédiments en surface :
- dépôt et affouillement :
- stratigraphie et structure du sous-sol :
- obstructions :
- évaluation des paramètres géotechniques élastiques de petite déformation *in situ* (cf. tableau 7.60).

Le tableau 7.134 présente des méthodes géophysiques aquatiques types applicables aux digues et aux sols de fondation.

Tableau 7.134 Méthodes géophysiques aquatiques applicables aux digues et sols de fondation

Méthode	Produits livrables	Phase de projet suggérée	Objectifs géotechniques et hydrogéologiques	Considérations	Limitations	Rendement journalier
Facteurs communs aux méthodes						
		<ul style="list-style-type: none"> Reconnaissance ; Faisabilité ; Conception 	<ul style="list-style-type: none"> traiter un mode de rupture potentielle ; propriétés techniques de subsurface ; identification de chemin ; changements de l'hydrogéologie/archéologie. 	<ul style="list-style-type: none"> Nouvelle digue ou digue existante ; accès ; méthode complémentaire potentielle pour rendre les résultats uniques 	<ul style="list-style-type: none"> services publics ; bruit acoustique ; systèmes de communication ; uniquement dans des canaux remplis d'eau. 	
Facteurs propres aux méthodes						
Profilage sismique continu	Profilis sismiques ou stratigraphie et structure de subsurface	<ul style="list-style-type: none"> avant ou pendant la faisabilité de nouvelle digue ; reconnaissance de grande zone des ouvrages existants 	<ul style="list-style-type: none"> évaluer les changements géologiques géotechniques estimer des volumes de suppression et les meilleures méthodes ; identifier des risques sismiques potentiels ; confirmer les chemins d'infiltration ; identifier la ressource culturelle 	<ul style="list-style-type: none"> recueillir des données bathymétriques lors de la mobilisation sismique 	<ul style="list-style-type: none"> sources sonores à proximité (industriel, transport) ; Le fond dur et les sédiments riches en gaz limitent la profondeur des études. 	15 km
Profilage de résistivité continue	Profilis de résistivité de stratigraphie et structure de subsurface	<ul style="list-style-type: none"> avant ou pendant la faisabilité de nouvelle digue ; reconnaissance de grande zone d'ouvrages existants 	<ul style="list-style-type: none"> évaluer les changements au niveau des propriétés géologiques et géotechniques ; identifier les chemins d'infiltration, les zones de décharge de contaminant, confirmer les risques sismiques 	<ul style="list-style-type: none"> recueillir des données bathymétriques lors de la mobilisation de résistivité ; conductivité d'eau fréquente des ouvrages existants et profils de température, réaliser une modélisation prédictive 	<ul style="list-style-type: none"> services publics souterrains ; décharge des eaux souterraines masquant la subsurface. 	15 km
Sonar à balayage latéral	Cartes/profilis de réponse magnétique	<ul style="list-style-type: none"> études de reconnaissance hydraulique et hydrologique et de faisabilité, ou quand cela peut être combiné avec une autre mobilisation 	<ul style="list-style-type: none"> morphologie de fond de canal ; identifier les ressources culturelles et les risques de navigation ; classification des sédiments de surface 	<ul style="list-style-type: none"> la fréquence et la sélection de plage doivent se fonder sur la nature de la cible 	<ul style="list-style-type: none"> plans d'eau très peu profonds ; sédiments chargés en gaz ; végétation, par ex. varech. 	15 km
Magnétomètre	Cartes/profilis de réponse magnétique	<ul style="list-style-type: none"> études de reconnaissance hydraulique et hydrologique et de faisabilité, ou quand cela peut être combiné avec une autre mobilisation 	<ul style="list-style-type: none"> identifier les ressources culturelles ; identifier les câbles et tuyaux de service public enfouis ; localiser les matériaux avec risques d'explosion ; localiser les risques pour la navigation ; assister les efforts géophysiques aériens géologiques d'une vaste zone. 	<ul style="list-style-type: none"> souvent exécuté avec des instruments EM 	<ul style="list-style-type: none"> répond uniquement aux matériaux comportant du fer ; les couches de débris métalliques épaisses limitent la profondeur et la résolution d'étude. 	20 Km

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Méthode	Produits livrables	Phase de projet suggérée	Objectifs géotechniques et hydrogéologiques	Considérations	Limitations	Rendement journalier
EM de domaine fréquentiel	Cartes/profils de répartition de conductivité	<ul style="list-style-type: none"> études de reconnaissance hydraulique et hydrologique et de faisabilité, ou quand cela peut être combiné à une autre mobilisation. 	<ul style="list-style-type: none"> identifier des sources culturelles ; identifier les câbles et tuyaux de service public enfouis ; localiser les matériels exposés potentiels ; localiser les risques pour la navigation ; assister les efforts géophysiques aériens géologiques d'une vaste zone 	<ul style="list-style-type: none"> répond à tous les éléments et minéraux métalliques. 	<ul style="list-style-type: none"> profondeur d'étude. 	<ul style="list-style-type: none"> 20 km
EM de domaine temporel	Cartes/profils de répartition de conductivité	<ul style="list-style-type: none"> études de reconnaissance hydraulique et hydrologique et de faisabilité, ou quand cela peut être combiné à une autre mobilisation. 	<ul style="list-style-type: none"> identifier des sources culturelles ; identifier les câbles et tuyaux de service public enfouis ; localiser les matériels exposés potentiels ; localiser les risques pour la navigation ; assister les efforts géophysiques aériens géologiques d'une vaste zone 	<ul style="list-style-type: none"> envisager des réseaux remorqués par bateau ou véhicule pour de grands projets ; parmi les méthodes complémentaires figurent le magnétomètre ou les instruments de conductivité de terrain 	<ul style="list-style-type: none"> profondeur d'étude. 	<ul style="list-style-type: none"> 20 km
Réfraction marine	Profils de plan distance-profondeur de subsurface vitesse d'ondes de compression répartition interprétée pour les propriétés de stratification, de structure et sismiques anormales	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance ; faisabilité ; conception ; postconstruction. 	<ul style="list-style-type: none"> identifier les changements au niveau des matériaux de fondation par détermination de la vitesse d'onde de compression avec la profondeur. 	<ul style="list-style-type: none"> associer l'interprétation aux données du forage le cas échéant. 	<ul style="list-style-type: none"> Profondeur d'étude <50 m 	<ul style="list-style-type: none"> 10 km
Maritime MASW	Profils de plan distance-profondeur de subsurface vitesse d'ondes de cisaillement répartition interprétée pour les propriétés de stratification, de structure et sismiques anormales	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance ; faisabilité ; conception ; postconstruction. 	<ul style="list-style-type: none"> identifier les changements au niveau des matériaux de fondation par détermination de la vitesse d'onde de cisaillement avec la profondeur. 	<ul style="list-style-type: none"> associer l'interprétation aux données du forage le cas échéant. Intégrer avec des données de densité pour déduire la répartition de rigidité. 	<ul style="list-style-type: none"> profondeur d'étude <25 m ; orientation de profil. 	<ul style="list-style-type: none"> 5 km
Mesure SP	Profils de potentiel spontané interprétés pour les zones de perméabilité/fuite élevée	<ul style="list-style-type: none"> postconstruction. 	<ul style="list-style-type: none"> identifier les zones de fuite <i>via</i> la digue. 	<ul style="list-style-type: none"> mettre en corrélation avec les mesures SP et de résistivité terrestres. 	<ul style="list-style-type: none"> eau fraîche/saumâtre uniquement. 	<ul style="list-style-type: none"> 2 km

7.9.6.4 Méthodes géophysiques secondaires : aéroportées



Figure 7.75 **Méthodes aéroportées – mesures EM de domaine fréquentiel**
(source : Fugro)

Les études géophysiques aéroportées (cf. figure 7.75) pour la construction et l'évaluation des digues sont généralement établies sur plusieurs lignes de vol parallèles à la digue ou au canal de dérivation, le long de l'alignement de la digue, côté terre et côté eau. La couverture est continue sur terre et sur eau des deux côtés des digues. Les réglementations en matière d'aviation interdisent de survoler les habitations, de sorte que la couverture peut être limitée dans les milieux urbains, surtout côté terre, où les bâtiments et les maisons sont trop proches.

Les sondages sont généralement conduits par hélicoptère du fait que la basse altitude, la vitesse de vol inférieure et la manœuvrabilité améliorent la couverture, la résolution et la sécurité. Pour la plupart des méthodes géophysiques, il est possible de couvrir plus de cent kilomètres de digue en plusieurs passages par jour. Les données peuvent servir à fournir un aperçu de l'ensemble du projet de digue et donner des indications pour planifier des études non intrusives et intrusives de suivi détaillées.

Parmi les techniques aéroportées figurent les méthodes de pénétration (électromagnétique et magnétique), qui mesurent les propriétés du sol et de la roche sous la surface, et les méthodes sensibles à la surface qui mesurent la nature ou la topographie de la surface. La résolution des méthodes de pénétration est limitée par la hauteur du capteur à environ 15 mètres dans l'espace pour les objets magnétiques, et à une « empreinte » de 50 à 75 mètres de diamètre en dessous du capteur pour les techniques électromagnétiques.

Les méthodes électromagnétiques mesurent la résistivité (ou la conductivité) du terrain du matériau de fondation de la digue en 3D. Les objectifs les plus courants sont les paléo-canaux sablonneux et la mesure de la répartition et de l'épaisseur des argiles alluviales pour évaluer les risques d'infiltrations par en-dessous et de soulèvement. Les sondages électromagnétiques et magnétiques peuvent aussi détecter une infrastructure enfouie, dont les tuyaux de drainage, les lignes électriques, etc. Lignes électriques et canalisations peuvent interférer localement avec des signaux de la géologie et limiter la profondeur d'étude de l'EM.

L'EM par hélicoptère de domaine fréquentiel constitue généralement la méthode privilégiée, car les hautes fréquences disponibles procurent la meilleure résolution dans les cinquante mètres supérieurs du profil du sol, et sont souvent moins affectées par les interférences des lignes électriques que l'EM de domaine temporel.

Les méthodes d'imagerie thermique peuvent indiquer les chemins d'infiltration et les eaux déversées à partir du contraste de température. Les sondages LiDAR aériens procurent des mesures topographiques et d'infrastructure de surface continues en haute résolution pour la digue et le milieu environnant (cf. section 7.9.1).

Le tableau 7.135 procure des méthodes géophysiques aériennes types applicables aux digues et aux sols de fondation.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 7.135 Méthodes géophysiques aériennes applicables aux digues et sols de fondation

Méthode	produits livrables	Phase de projet suggérée	Objectifs géotechniques et hydrogéologiques	Considérations	Limitations	Rendement journalier
Électro-magnétique	Conductivité ou résistivité	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance ; faisabilité ; conception ; postconstruction 	<ul style="list-style-type: none"> traiter un mode de rupture potentielle ; propriétés techniques de subsurface ; identification de chemin d'infiltration ; changements au niveau de l'infrastructure hydrogéologique. 	<ul style="list-style-type: none"> digue récente ou existante ; méthode complémentaire potentielle d'accès pour rendre les résultats uniques ; aucun accès au terrain requis ; couverture continue. 	<ul style="list-style-type: none"> pas de vol au-dessus des habitations, routes encombrées ; pas de corrélation 1:1 de conductivité avec le type de sol >30 m de résolution latérale. 	<ul style="list-style-type: none"> 100+ km de digue.
Infrarouge thermique	Température	<ul style="list-style-type: none"> faisabilité, ou quand cela peut être combiné avec d'autres zones. 	<ul style="list-style-type: none"> localiser des zones de décharge de chemin d'infiltration 	<ul style="list-style-type: none"> doit être calibré par rapport aux mesures du terrain ; acquisition de données souvent de nuit pour maximiser le contraste thermique. 	<ul style="list-style-type: none"> les changements thermiques artificiels produisent de faux résultats. 	<ul style="list-style-type: none"> 50+ km de digue.
Magnétique	Susceptibilité magnétique	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance ; postconstruction. infrastructure. 	<ul style="list-style-type: none"> localiser l'infrastructure ferreuse de subsurface 	<ul style="list-style-type: none"> intervalle de ligne ; altitude de capteur ; doit être calibré par rapport aux mesures du terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> pas de survol des habitations, routes. 	<ul style="list-style-type: none"> 100+ km de digue.
LIDAR	Hauteur de surface, topographie	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance ; conception ; postconstruction. 	<ul style="list-style-type: none"> cartographier la hauteur de digue, la hauteur de surface du sol, les caractéristiques de fissure discrète et d'affaissement. 	<ul style="list-style-type: none"> exige un cadastre des points de contrôle pour obtenir des données positionnelles précises ; à réaliser de préférence en conditions d'eau faible/sans neige et un minimum de feuilles sur les arbres. 	<ul style="list-style-type: none"> la neige, l'eau élevée et le feuillage dense peuvent limiter la collecte de données. 	<ul style="list-style-type: none"> 200+ km de digue.

7.9.6.5 Méthodes géophysiques secondaires : diagraphie (par câble), sismique de forage et CPT

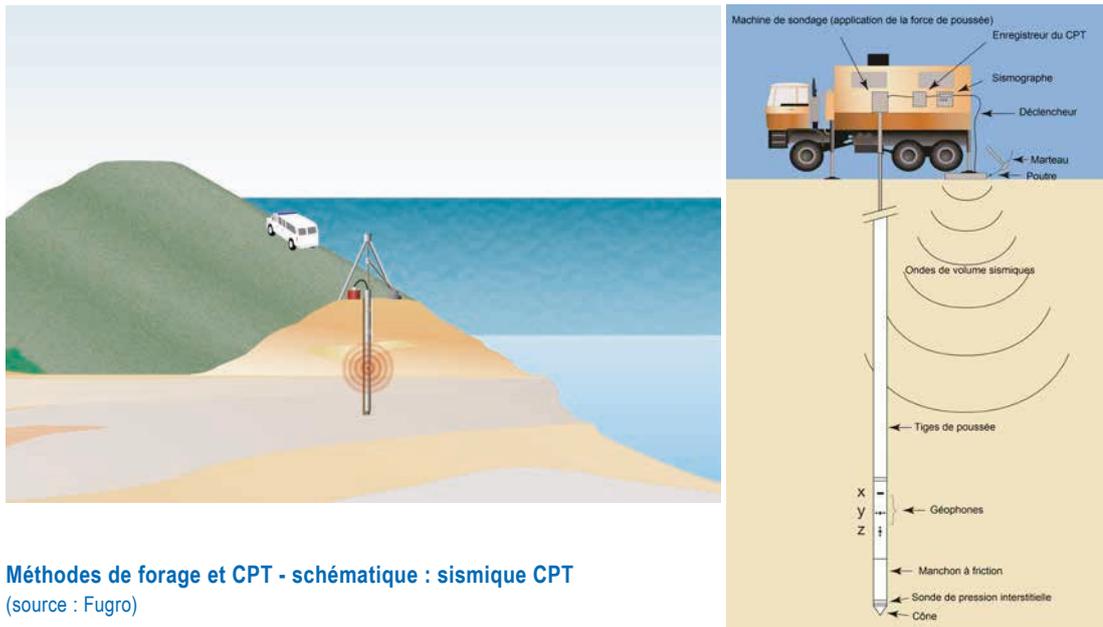


Figure 7.76 Méthodes de forage et CPT - schématique : sismique CPT
(source : Fugro)

Parmi les méthodes géophysiques de forage (diagraphie par câble), figure l'utilisation d'outils de diagraphie descendus dans un trou de forage (cf. Figure 7.76) sur un câble téléométrique blindé pour déterminer la réponse du terrain le long de l'axe de forage. Les trous sont couramment verticaux pour les applications peu profondes. Ces techniques de forage étant généralement utilisées dans le cadre d'une étude ciblée pour confirmer et mieux caractériser les réponses anormales ou contextuelles détectées *via* des techniques géophysiques primaires.

Les techniques sismiques de forage peuvent aussi servir à déterminer les propriétés géotechniques élastiques des sols dans l'axe du trou de forage ou au sein de panneaux 2D ou de volumes 3D entre les trous de forage. Ces techniques déploient sources et récepteurs sismiques sous diverses configurations, étant soit une combinaison entre opérations de surface et de forage, communément appelées « descendantes » ou « ascendantes », ou des études *via* un trou de forage, communément appelées « trou transversal » ou « diagraphie en suspension ». Des sources d'ondes P (compression) et S (cisaillement) peuvent être déployées et utilisées pour déduire des estimations *in situ* de paramètres géotechniques élastiques des matériaux de digue dans les plans vertical et horizontal une fois combinées à des mesures de la densité du noyau ou d'autres formes de diagraphie par câble. Des techniques géophysiques de forage entre deux trous de forage peuvent déterminer certaines répartitions de vitesse sismique capables d'identifier et de délimiter des caractéristiques de subsurface comme les zones de porosité en hauteur ou de faible rigidité. Cette méthode pourrait aider à identifier la présence de dépôts de barre de méandre (sablonneux) ou de paléo-canaux, qui sont remplis soit de sables et de graviers à perméabilité élevée ou d'argiles meubles et de tourbe.

Pour les digues, les applications courantes incluent :

- l'évaluation de la stratification ;
- la détermination des propriétés physiques des matériaux de la digue, dont la densité, la teneur en argiles et la saturation en eau ;
- l'évaluation des paramètres géotechniques de petite déformation et élastiques *in situ* (cf. tableau 7.60).

Le tableau 7.136 procure des détails sur certaines méthodes de forage. Il existe trois niveaux d'applicabilité de différentes méthodologies. On peut les répartir ainsi :

- **en gras et souligné** : ce sont les quatre techniques toujours applicables et pouvant être considérées en termes de faisabilité, en soutien aux sondages de surface et pour des sondages ciblés détaillés. Les techniques d'induction et de résistivité latérales sont complémentaires. La résistivité est privilégiée du fait du contrôle sur la profondeur de l'étude et la résolution verticale, mais elle exige

un trou non revêtu. Autrement, lorsqu'un trou de forage non revêtu n'est pas pratique à créer en raison de l'instabilité du terrain, un trou de forage revêtu de plastique peut être utilisé pour les techniques d'induction. La diagraphie gamma naturelle peut être utilisée dans tout relief ou trou de forage, revêtu ou non. Le pied à coulisse mécanique ne sert que si un trou ouvert est disponible. Le diamètre de trou de forage d'un pied à coulisse permet de calibrer toutes les autres méthodes de forage, mais identifie également les horizons et les intervalles faibles à l'origine de la rupture du trou de forage ;

- en **gras**, il s'agit des techniques permettant la vérification au sol de la surface (sonique et densité) et procurant les propriétés géotechniques (densité, porosité) pouvant mettre en contexte l'échantillonnage d'une étude de faisabilité, fournir des indicateurs de zones à haute porosité et des intrusions d'eau salée/douce ;
- en *italique*, ce sont les techniques pouvant être utilisées lorsqu'il existe des problèmes identifiés spécifiques dans un sondage détaillé, car elles exigent des paires ou des ensembles pré-identifiés de trous de forage, ou ont été remplacées par d'autres méthodes plus sophistiquées.

Tableau 7.136 Méthodes géophysiques de trou de forage applicables aux digues et sols de fondation

Nom de sonde	Produits livrables	Phase de projet (la disponibilité et la mobilisation de trou de forage peuvent se recouper)		Objectifs géotechniques et hydro-géologiques	Considérations	Conditions de trou de forage requises (limitations)
		reconnaissance faisabilité sondages détaillés.	reconnaissance assiste le sondage électrique de surface			
Gamma naturel	Émissions gamma naturelles totales	reconnaissance faisabilité sondages détaillés.	reconnaissance assiste le sondage électrique de surface	<ul style="list-style-type: none"> mesurer la teneur en argile et les frontières de matériau ; corrélation BH/BH de stratigraphie et variation minéralogique. 	<ul style="list-style-type: none"> déterminer où les diagraphies électriques et les sondages de surface indiquent un fluide conducteur au lieu d'une formation conductrice. 	<ul style="list-style-type: none"> aucune restriction.
Résistivité latérale (double profondeur préférable)	Changements au niveau de la résistivité axée latéralement depuis BH	reconnaissance assiste le sondage électrique de surface	reconnaissance assiste le sondage électrique de surface	<ul style="list-style-type: none"> identifier les frontières de matériau ; les mesures axées plus profond (0.5 m+) reflètent la véritable résistivité pour assister et vérifier les modèles de résistivité de surface ; combinaison avec le gamma naturel pour l'interprétation « lithologique ». 	<ul style="list-style-type: none"> pratiquement équivalent aux données de point avec résolution verticale élevée ; comparaison entre la résistivité peu profonde et profonde ; indique les variations de perméabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> trou ouvert rempli de fluide.
Induction avec susceptibilité pseudo-magnétique (double profondeur préférable)	Formation et conductivité de fluide interstitiel, et présence de minéraux magnétisables comme la magnétite ou d'autres espèces de fer	reconnaissance assiste le sondage électrique de surface	reconnaissance assiste le sondage électrique de surface	<ul style="list-style-type: none"> mesurer les changements au niveau de la teneur en argile et/ou des solides dissous ; identifier les frontières stratigraphiques électriques et magnétiques ; calibrage pour les modèles de données de sondage électrique de surface ; identifier les intrusions saines. 	<ul style="list-style-type: none"> fonctionne bien dans les environnements de formation et aquatiques conducteurs. 	<ul style="list-style-type: none"> trou ouvert ou trou de forage tubé dans PVC.
Pied à coulisse mécanique	Variations de diamètre de trou de forage	reconnaissance	reconnaissance	<ul style="list-style-type: none"> vérifier l'intégrité du trou de forage ouvert et le fond du tubage. identifier les horizons faibles. 	<ul style="list-style-type: none"> diamètre de trou de forage ouvert ; données de calibrage de toutes les autres diagraphies de trou de forage ouvert. 	<ul style="list-style-type: none"> trou ouvert.
Forme d'onde sonique complète (FWS)	Données d'onde de compression, de cisaillement et de tube via des paires de couples émetteur/récepteur	faisabilité assiste les sondages sismiques de surface	faisabilité assiste les sondages sismiques de surface	<ul style="list-style-type: none"> limites de matériau, vitesse. 	<ul style="list-style-type: none"> estimations des propriétés géo-mécaniques accompagnées des résultats de diagraphie de densité <i>in situ</i> ; le profil de vitesse de densité peut servir à inverser des données sismiques en impédance acoustique. 	<ul style="list-style-type: none"> trou ouvert rempli de fluide.
Diagraphie de suspension	Vitesses d'onde P et S aux intervalles de profondeur pré-spécifiés	faisabilité	faisabilité	<ul style="list-style-type: none"> les données d'onde de cisaillement orientées identifient l'anisotropie. 	<ul style="list-style-type: none"> mettre en corrélation avec des données sismiques, MASW de surface et de réfraction ascendantes et descendantes. 	<ul style="list-style-type: none"> trou ouvert rempli de fluide ou tubé (pas d'acier) et trou scellé ; les données peuvent être bruyantes dans de mauvaises conditions de forage ou sous faible contrainte de confinement.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Nom de sonde	Produits livrables	Phase de projet (la disponibilité et la mobilisation de trou de forage peuvent se recouper)		Objectifs géotechniques et hydro-géologiques	Considérations	Conditions de trou de forage requises (limitations)
Densité gamma-gamma	Densité totale des électrons pour calculer la masse volumique apparente de la formation, la porosité, la teneur en eau avec contrôle lithologique	<ul style="list-style-type: none"> faisabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> évaluation des changements de densité, de porosité d'échelle supérieure et de teneur en eau ; estimer les propriétés géo-mécaniques <i>in situ</i> ; identifier le plan de rupture et les zones à faible et forte densité. 	<ul style="list-style-type: none"> mesure les conditions de porosité supérieure mieux que la sonde de porosité à neutrons. 	<ul style="list-style-type: none"> Pas de restrictions Calibré dans le trou de forage rempli d'eau 	
Porosité par neutrons	Réponse neutronique à la teneur en eau en utilisant deux ou plusieurs détecteurs	<ul style="list-style-type: none"> faisabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> évaluer la porosité d'échelle inférieure et les changements de teneur en eau ; identifier le plan de rupture et les zones à faible et forte densité. 	<ul style="list-style-type: none"> mesure les conditions de porosité inférieures mieux que la sonde gamma-gamma ; moins influencé par les mauvaises conditions de trou de forage que gamma-gamma. 	<ul style="list-style-type: none"> Pas de restrictions 	
Diagraphie de température	Mesure la variation de la température du fluide de forage dans le forage au repos	<ul style="list-style-type: none"> faisabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> identifie les flux dans et hors du trou de forage. 	<ul style="list-style-type: none"> BH exige un temps de pause de 12 heures minimum 	<ul style="list-style-type: none"> Trou de forage rempli d'eau à ciel ouvert 	
Diagraphie de flux	Mesure les variations des débits verticaux dans les trous de forage au repos	<ul style="list-style-type: none"> faisabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> identifie les débits liquides dans et hors du trou de forage 	<ul style="list-style-type: none"> débit vertical : débitmètre à rotor, dm électromagnétique, dm à impulsion thermique, diagraphie par injection de traceur ; flux horizontal : diagraphie de flux colloïdale, diagraphie par injection de traceur. 	<ul style="list-style-type: none"> Trou de forage rempli d'eau à ciel ouvert 	
Téléviseur acoustique	Carte du temps et amplitude du forage. Montrant les fractures et la texture.	<ul style="list-style-type: none"> sondage principalement détaillé. 	<ul style="list-style-type: none"> identifier les défaillances des cavités de roche-mère. 	<ul style="list-style-type: none"> une technique spécialement adaptée aux trous de forage rocheux où les fractures et les vides de roche-mère doivent être identifiés. 	<ul style="list-style-type: none"> Trou de forage rempli d'eau à ciel ouvert 	
Résistivité de protection	Changements de la résistivité sur un intervalle vertical limité	<ul style="list-style-type: none"> Support de reconnaissance. 	<ul style="list-style-type: none"> meilleure option après la résistivité latérale pour les valeurs de résistivité absolue évitant l'effet du trou de forage. 	<ul style="list-style-type: none"> adapté pour les fluides de forage conducteurs ; bonne résolution verticale. 	<ul style="list-style-type: none"> Trou de forage rempli d'eau à ciel ouvert 	
Résistivité normale	Changements de résistivité à partir d'un courant induit sur deux électrodes ou plus	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance ; assister le sondage électrique de surface. 	<ul style="list-style-type: none"> identifier les limites de matériau ; résistivité de formation quasi réelle pour assister et vérifier les modèles de données de sondage de résistivité en surface. 	<ul style="list-style-type: none"> fonctionne bien dans les environnements de formation et aquatiques résistifs ; mauvaise résolution verticale 	<ul style="list-style-type: none"> Trou de forage rempli d'eau à ciel ouvert 	

Nom de sonde	Produits livrables	Phase de projet (la disponibilité et la mobilisation de trou de forage peuvent se recouper)		Objectifs géotechniques et hydro-géologiques	Considérations	Conditions de trou de forage requises (limitations)
Résistivité ponctuelle (SPR)/ potentiel spontané (SP)	SPR mesure les changements de résistance entre la sonde et une électrode de surface. SP mesure naturellement les changements de tension induits par les contacts géologiques.	reconnaissance ; assister le sondage électrique de surface.	<ul style="list-style-type: none"> identifier les limites de matériaux ; compléter les données gamma naturelles ; assister les sondages potentiels naturels. 	<ul style="list-style-type: none"> la qualité de l'eau peut masquer ou inverser la réponse de formation ; la conductivité de surface peut influencer la qualité des données ; La SPR affiche une bonne résolution verticale mais est affectée par des effets de trou de forage, dont l'occultation par la boue. 	<ul style="list-style-type: none"> Trou de forage ouvert ou casier rempli d'eau 	
Profil sismique vertical/sismo-sondage	Onde primaire et de cisaillement temps de trajet entre la source en surface et un géophone serré contre le tubage ou la formation	Faisabilité ; assiste l'étude sismique de surface.	<ul style="list-style-type: none"> données de vitesse d'onde primaire et de cisaillement in situ globales requises pour planifier les sondages sismiques de surface ; données de mesure directes et contrôle de qualité sur les modèles de données sismiques de surface. 	<ul style="list-style-type: none"> fréquence compatible avec les méthodes sismiques de surface ; la réponse du tubage en acier peut être plus facilement supprimée que pour les données FWS. 	<ul style="list-style-type: none"> aucune restriction. 	
Tomographie de trou transversale	Image en 2D image en plan des trous de forage	sondage détaillé.	<ul style="list-style-type: none"> tomographie de résistivité et sismique disponible ; image de structure de digue et nappe phréatique/salinité. 	<ul style="list-style-type: none"> particulièrement adapté là où l'accès entre les trous de forage n'est pas disponible mais que des caractéristiques notables sont censées être confinées à la zone entre les trous de forage. 	<ul style="list-style-type: none"> séparation limitée des trous de forage pour la tomographie de résistivité. 	
Sismique ascendante/descendante	Vitesse d'ondes P et S entre la surface et le trou de forage	sondage détaillé.	<ul style="list-style-type: none"> le cône sismique (voir ci-après) fournit des données de vitesse pour les enquêtes sismiques pratiques. 	<ul style="list-style-type: none"> envisager la diagraphie de suspension en tant que méthode alternative. 	<ul style="list-style-type: none"> la perte des hautes fréquences peut conduire à de mauvaises estimations de vitesse. 	

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Outre les mesures géophysiques par forage, quatre autres techniques sont disponibles *via* CPT (*cf.* tableau 7.137). La combinaison de la mesure géophysique avec le profilage CPT permet aux données géophysiques d'être directement comparables au CPT et mises en corrélation avec des données d'autres formes d'étude intrusive, comme le trou de forage, pour procurer une étude entièrement intégrée.

Le gamma naturel et les cônes de conductivité procurent les mêmes données que celles disponibles d'après le gamma naturel et les outils de résistivité/d'induction dans le trou de forage. La résolution verticale est très élevée et les mesures de gamma et de conductivité ne sont pas influencées par les fluides de trou de forage, du fait qu'ils sont enfoncés directement dans le sol avec le cône.

Le cône sismique mesure les vitesses entre la surface et le cône, notamment la vitesse de cisaillement à intervalles pré-déterminés.

Le cône de magnétomètre mesure la réponse magnétique anormale dans les environs du capteur de cône, ce qui permet de détecter les objets ferreux comme les restes d'engins explosifs et services publics.

Tableau 7.137 Méthodes géophysiques de pénétration de cône applicables aux digues et couches de fondation

Type de sonde	Produits livrables	Phase de projet	Objectifs géotechniques et hydrogéologiques	Considérations	Limitations
Cône gamma	Émissions gamma naturelles totales	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance ; faisabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> mesurer la teneur en argile et les limites de matériau ; Corrélation CPT/CPT et BH de stratigraphie et variation minéralogique. 	<ul style="list-style-type: none"> permet la corrélation avec les données BH et identifie les changements de matériau liés aux changements de résistance. 	<ul style="list-style-type: none"> les matériaux raides/denses peuvent limiter la pénétration.
Cône de conductivité	Changements au niveau de la résistivité du sol	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance faisabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> identifier les limites de matériau ; les mesures ciblées plus profondes (0,5 m+) reflètent la résistivité réelle pour assister et vérifier les modèles de résistivité de surface. 	<ul style="list-style-type: none"> mis en corrélation avec les données BH et les sondages électriques de surface pratiques. 	<ul style="list-style-type: none"> les matériaux raides/denses peuvent limiter la pénétration
Cône sismique	Vitesses d'onde P et S surface/cône	<ul style="list-style-type: none"> sondage détaillé. 	<ul style="list-style-type: none"> contrôle de vitesse des sondages de surface. Grands seuils de vitesse. 	<ul style="list-style-type: none"> lié à la vitesse déduite d'autres méthodes. 	<ul style="list-style-type: none"> résolution verticale limitée ; les matériaux raides/denses peuvent limiter la pénétration.
Cône de magnétomètre	Diagraphie de profondeur des relevés de magnétomètre	<ul style="list-style-type: none"> reconnaissance ; sondage détaillé. 	<ul style="list-style-type: none"> détecter des objets métalliques enfouis, ex. barils, restes d'engins explosifs et profondeur des pieux et palplanches. 	<ul style="list-style-type: none"> pénétration plus profonde que les sondages de surface, plus rapide et meilleur marché que les trous de forage. 	<ul style="list-style-type: none"> rayon de détection limité à quelques mètres de la sonde.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Pour aller plus loin

Il existe plusieurs livres et publications dont la lecture s'avérera utile :

ASTM D6429-99 (2011) e1 *Standard guide for selecting surface geophysical methods*

Boukalová et Beneš (2008) *Application of GMS system in the Czech Republic – practical use of IMPACT, FLOODSite and GEMSTONE projects outcomes*

Boukalová et al.(2012) *FloodProBE WP3 (Tâche 3.2) travaux à Hull (juin 2012), FP7-ENV-2009 Projet FloodProBE*

Dunbar et al.(2007) *The use of geophysics in levee assessment*

Fargier et al.(2012) *Methodology applied to the diagnosis and monitoring of dikes and dams*

Fauchard et Mériaux (2004) *Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues – Guide pour la mise en œuvre et l'interprétation*

Fauchard et Meriaux (2007) *Geophysical and geotechnical methods for diagnosing flood protection dikes – guide for implementation and interpretation*

Fauchard et al.(2012) *Earth embankment assessment with geophysical methods : case study on Loire levee in Orléans, France*

Llopis et Simms (2007) *Geophysical surveys for assessing levee foundation. conditions, feather river levees, Marysville/Yuba City, California*

Llopis et al.(2007) *Geophysical surveys for assessing levee foundation conditions, Sacramento River Levees, Sacramento, CA*

Mériaux et al.(2012) *Monitoring of flood protection dikes : a concept still to be imagined*

Niederleithinger et al.(2012) *Evaluation of geophysical techniques for dike inspection*

Palma Lopes et Fauchard (2011) *Abstracts, posters and discussions from the FloodProBE International Geophysics Workshop (accessible to FloodProBE participants only)*

Palma Lopes et al.(2012) *Rapport factuel, FP7-ENV-2009 (uniquement accessible aux participants FloodProBE)*

Sbatier, J M (2010) *Workshop on monitoring and failure detection in earthen embankments*

Weller et al.(2008) *Geophysikalische verfahren zur strukturerkundung und schwachstellenanalyse von flussdeichen – ein handbuch*

Steads, J E, Slade, H J et Reed, W M (2000) *Technical aspects of site investigation*

7.9.7 Méthodes d'étude intrusive sur site

Les digues sont essentiellement construites sur des plaines inondables. Les sols de fondation peuvent comprendre une séquence latéralement et verticalement variable de types de sol pouvant aller des sables, graviers et limons grossiers/sables fins hautement perméables contenant de l'eau, aux limons, argiles, sols organiques et tourbes cohésifs très meubles. La structure interne des digues existantes peut être complexe, reflétant des phases périodiques de rehausse et d'élargissement pour contenir des crues de plus grande envergure, ou des réparations apportées aux travaux de terrassement après la rupture, la brèche ou le tassement d'un talus. Afin d'évaluer leur performance doivent être définies la répartition spatiale et les propriétés techniques des sols composant la digue et les sols de fondation. Cela peut être effectué en pénétrant le sol par voie intrusive pour récupérer des échantillons en vue d'une description visuelle et de tests de laboratoire, pour permettre de conduire des tests *in situ* et aider à l'interprétation d'études géophysiques et non intrusives.

Cette section vise à souligner les éléments à prendre en compte pour déterminer la répartition et la profondeur des études intrusives, ainsi que l'équipement et les méthodes disponibles. Les méthodes ci-incluses abordent la méthode d'échantillonnage séparée à la différence de celle utilisée pour creuser le trou exploratoire. Tous les éléments d'équipement utilisés pour l'étude intrusive ne sont pas compatibles avec toutes les conditions du sol envisageables. Quand de nombreuses conditions du terrain sont pressenties, le recours à différentes techniques intrusives peut s'avérer nécessaire.

Il est préférable que les méthodes à utiliser dans une étude du sol intrusive soient définies par un expert-géomètre expérimenté. Lorsque d'autres contraintes liées au site et pouvant nécessiter des études intrusives sont identifiées, comme la contamination, les restes d'explosifs de guerre ou la fouille archéologique, il faut alors consulter un expert. L'expert adéquat aidera à évaluer les études requises et, le cas échéant, comment elles peuvent être intégrées au sein des études intrusives géotechniques. Pour les emplacements d'accès difficile, il peut être préférable de consulter un entrepreneur en études du sol, qui sera en mesure de dispenser d'autres conseils sur la méthode la plus appropriée d'obtenir les informations requises.

7.9.7.1 Choix de techniques intrusives

Les techniques utilisées pour les études intrusives doivent être appropriées aux conditions du terrain, aux informations requises par l'étude et aux contraintes d'accès au site. La section 7.9.7.5 contient des indications sur les capacités de techniques spécifiques. Le tableau 7.138 expose un résumé de certaines formes de techniques d'étude intrusive et les conditions de terrain pour lesquelles leur utilisation est appropriée. Le tableau 7.139 présente certains facteurs à prendre en compte lors du choix d'une forme d'étude intrusive.

Tableau 7.138 **Résumé des techniques d'étude intrusive et des conditions de terrain pour lesquelles elles sont le plus approprié**
(d'après Steeds *et al.*, 2000)

Conditions de terrain	puits d'inspection : puits/tranchées d'essai	forage à la tarière	Échantillonnage à fenêtre	forage rotonique	vibrocore	Percussion par câble	forage/ échantillonnage rotatif	Forage rotatif sur sol meuble	test par pénétromètre conique	sondage dynamique
Remblai/terrain modifié grossier et/ou hétérogène	A	B	B	A	U	B	B	U	B	B
Remblai/terrain modifié homogène fin	A	A	A	A	A	A	B	U	A	A
Sables non consolidés	B	B	B	B	A	B	B	U	A	B
Gravier non consolidé	A	B	B	B	U	B	B	U	B	B
Blocs et galets et argile pierreuse	A	U	U	B	U	B	B	U	U	U
Sédiments meubles	A	B	A	B	A	A	A	A	A	A
Sédiments moyens	B	U	B	A	B	B	A	U	B	B
Sédiments résistants (roches sédimentaires – craie, dolomite calcaire, terre)	U	U	U	B	U	U	A	U	U	U
Roches métamorphiques et volcaniques	U	U	U	B	U	U	A	U	U	U

Note

A = la méthode devrait être adaptée

B = la méthode peut être adaptée selon la méthode de travail adoptée

U = la méthode n'est probablement pas adaptée

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 7.139 Autres facteurs à prendre en compte lors du choix de méthodes de reconnaissances intrusives

considérations de projet et techniques	facteurs environnementaux	considérations opérationnelles
<ul style="list-style-type: none"> ● objectifs et phase de l'étude : reconnaissance, faisabilité ou conception (cf. section 7.1) ; ● contraintes de budget : coûts unitaires et rapport qualité/prix ; ● conditions du terrain escomptées : étude documentaire et études non intrusives (cf. sections 7.1 et 7.9.6) ; ● capacité de l'équipement : applicabilité et limitations ; ● qualité et fin de l'échantillon : description visuelle uniquement ou tests de laboratoire avancés ; ● exigences de suivi : fréquence et durée pendant et après le travail sur le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> ● Utilisation antérieure du terrain et potentiel d'archéologie et de contamination ; ● de présence d'engins explosifs ; ● exigences pour mesures de protection aquifère ; ● présence d'habitats sensibles ; ● espèces de plantes envahissantes ; ● environnement urbain ; ● bruit et vibration issus des opérations sur site ; ● pollution en provenance du matériel de recherche : déchets de carburant, de lubrifiant et de liquide hydraulique ; ● confinement et élimination des sols/déblais et liquides de forage : un plan de gestion des déchets sur le site peut être requis. 	<ul style="list-style-type: none"> ● accès à et au sein du site : sol médiocre ou saturé d'eau, pentes, crêtes étroites ; ● emplacement : bâtiments, structures, services publics à proximité ; ● hauteurs libres : bâtiments, lignes électriques ; ● accès public au site ; ● bétail ; ● dégâts occasionnés aux ouvrages existants/travaux de terrassement/ route d'accès par mouvement du matériel et études intrusives ; ● questions de santé et de sécurité liées aux travaux près de ou sur l'eau ou sur du sol contaminé.

Certaines des considérations présentées au tableau 7.139 sont développées plus avant à la section 7.9.7.8. Un ou plusieurs de ces facteurs peuvent exclure les études intrusives par la méthode la mieux adaptée pour obtenir les informations requises. Il est alors judicieux d'organiser des discussions entre les parties concernées (organe de supervision, entrepreneur en études du sol et concepteur d'études) pour établir une approche acceptable pour tous.

7.9.7.2 Répartition spatiale des reconnaissances intrusives

La répartition spatiale des reconnaissances intrusives doit être suffisante pour procurer des données afin de caractériser comme il se doit la fondation de la digue et, dans le cas d'une digue existante, sa structure interne à un niveau approprié à la phase et aux exigences du projet. Il n'existe pas de règles absolues pour les espacements des reconnaissances intrusives, mais certains codes et normes de pays procurent toutefois des indications. Bien que les espacements détaillés au tableau 7.140 soient applicables à la phase de conception, toute étude intrusive conduite lors des phases de faisabilité ou de reconnaissance peut être plus espacée. Toutefois, le concept général consistant à cibler des études intrusives tel qu'abordé dans cette section reste applicable.

Le choix des emplacements de sondage exploratoire ne doit pas être motivé par un concept d'espacement fixe mais équilibré avec des emplacements intelligemment ciblés en fonction de caractéristiques identifiées par des données capturées au sein du MCS (modèle conceptuel du site) (cf. section 7.1.3), lesquelles peuvent inclure des données issues d'études non intrusives et géophysiques. Il est approprié de mettre en corrélation les conclusions des études intrusives avec les caractéristiques capturées dans le MCS pour comprendre leur contexte géotechnique, les implications pour le projet et pour déterminer dans quelle mesure probable l'ensemble du site sera affecté par ces caractéristiques. Dans certains cas, il peut s'avérer judicieux de faire deux sondages exploratoires : l'un situé dans les limites de la caractéristique et l'autre adjacent à la caractéristique. Ainsi, la nature et les propriétés de la caractéristique peuvent-elles être évaluées par rapport aux propriétés contextuelles. Si une caractéristique (comme la couche de sable) est présente dans la fondation, l'espacement des études doit alors être adéquat pour définir pleinement la caractéristique, en termes de profondeur comme de portée.

L'évaluation des performances géotechniques d'une digue tend à être fondée sur une section transversale perpendiculaire à l'alignement existant/proposé. Avec un seul point d'information sur toute section transversale, le modèle du terrain et les évaluations établies à partir de ce modèle ne seront robustes, si et seulement si le profil du terrain sur la section peut être estimé uniforme. Certaines digues estuariennes et côtières peuvent afficher une large empreinte, notamment lorsqu'un long talus côté terre est requis pour compenser les effets du soulèvement. Les digues fluviales plus modestes peuvent être implantées dans des zones à la géologie localement complexe ou dans des zones construites présentant des dépôts anthropiques de natures variées. Dans les deux cas, le postulat de départ selon lequel le profil

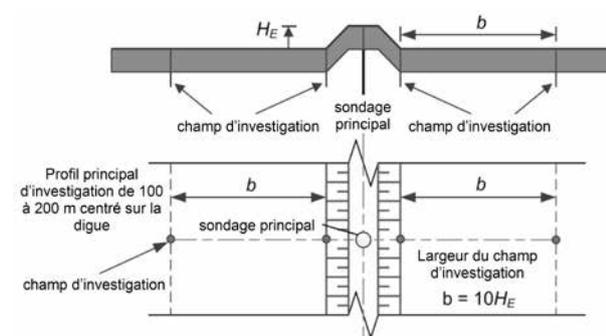
du terrain est uniforme sur toute la largeur de la digue peut s'avérer inapproprié. Il est donc préférable d'explorer la variation latérale des conditions du terrain. Ces études doivent être complétées par des investigations intrusives additionnelles dans l'axe de la digue. Des études intrusives supplémentaires peuvent aussi être justifiées à des emplacements critiques où les conditions du terrain peuvent présenter des spécificités, près d'autres ouvrages ou au niveau des points d'intersection sur l'alignement. Compte tenu de leurs avantages, des investigations intrusives côté "eau" de la digue peuvent être envisagées, même si elles peuvent nécessiter la conduite d'investigations depuis la surface de l'eau.

La structure interne d'une digue existante ne sera probablement pas homogène (cf. section 3.1.4). Elle peut être évaluée *via* des techniques géophysiques (cf. section 7.9.6) s'appuyant sur des investigations intrusives qui permettront de valider les conclusions ou sur la réalisation d'études intrusives à plusieurs emplacements le long de la section. Cela peut exiger un équipement mobile ou manuel capable de fonctionner sur les talus de la digue ainsi que sur la crête, laquelle peut être étroite.

Plusieurs codes et normes de pays offrent des indications sur l'espacement des reconnaissances. Certains d'entre eux sont repris au tableau 7.140. Il convient de noter que l'emplacement et l'espacement des reconnaissances intrusives doivent reposer sur une bonne compréhension du terrain et de la façon dont ce dernier interagira avec la digue. Ces reconnaissances intrusives doivent viser à résoudre des points spécifiques et explorer le relief. Il faut éviter l'espacement indiscriminé de l'étude intrusive à un intervalle fixe.

Tableau 7.140 Indications sur la répartition spatiale d'une étude intrusive à partir des codes et normes de pays

Code/guide	Espacement	Commentaire associé
Eurocode : BS EN 1997-2:2007	20 à 200 mètres	Lorsque les conditions du terrain sont relativement uniformes ou que le terrain est connu pour afficher une résistance et une rigidité suffisantes, il est possible d'adopter un espacement plus large et moins de trous exploratoires. Dans chaque cas, ce choix doit être justifié par l'expérience locale.
USACE (2000) : EM 1110-2-1913)	60 à 300 mètres	Espacement plus rapproché dans les zones à problème et espacement plus large dans les zones « sans problème », avec ciblage intelligent des trous exploratoires autour des formations géologiques.
USACE (2008) : Procédure REFP10L0. DOC	Généralement à un espacement horizontal de 30 à 600 mètres en pied de digue côté cours d'eau, en crête et en pied de la digue côté zone protégée, et jusqu'à une distance de 150 mètres de la digue pour les sondages dans la zone protégée	La fréquence de l'espacement doit être établie sur mesure pour le projet.
GeoDelft (1991) : CO-319830/20	Tests de pénétration de 50 à 150 mètres, avec trous de forage entre 200 et 1000 mètres	
Norme allemande : DIN 19712:2013-01(2013)	≥ 100 mètres	Valable pour la catégorie géotechnique 3 (qui inclut les digues grandes et moyennes selon la classification allemande). Lorsque les conditions du terrain sont relativement uniformes ou que le terrain est connu pour afficher une résistance et une rigidité suffisantes, il est possible d'adopter un espacement plus large et de faire moins de trous exploratoires. L'exploration du terrain doit être étendue aux deux côtés de la digue (côté eau et côté terre). La zone de reconnaissance doit avoir une largeur d'au moins 10 x la hauteur des ouvrages de protection (digue ou mur, qu'il soit temporaire ou définitif).

Code/guide	Espacement	Commentaire associé
Directive allemande : DWA 507-1E (2013)	En moyenne 100 mètres (sur croquis 100 à 200 mètres)	La grille d'exploration (espacement) doit être adaptée selon la situation locale. Lors de l'application de méthodes d'exploration géophysiques, l'espacement peut être augmenté. 

7.9.7.3 Profondeur des sondages

La profondeur à laquelle le terrain sera affecté par la digue doit être prise en compte lors de l'évaluation de la profondeur des reconnaissances intrusives. Il convient d'étudier non seulement la zone affectée par le poids propre de la digue, comme dans le cas du tassement ou de la stabilité globale, mais aussi comment la digue et les charges hydrauliques imposées pourraient se combiner pour conduire à des problèmes de défaillance ou d'aptitude à l'usage, par exemple, le soulèvement et les infiltrations.

Il est approprié d'inclure au moins un trou de forage plus profond que ce qui pourrait être requis à des fins purement géotechniques, pour prouver la géologie sous-jacente. Si les études intrusives ne s'étendent pas à une profondeur appropriée, les conditions limites utilisées pour l'évaluation ou la conception ne seront pas pleinement définies et, en conséquence, les résultats de toute évaluation ou conception risquent d'être faussés. Il n'existe pas de règles absolues concernant la profondeur des études intrusives, mais certains codes et normes de pays fournissent des indications, comme noté au tableau 7.141.

Tableau 7.141 Indications sur la profondeur de l'étude intrusive à partir de codes et directives nationales

Code/guide	Profondeur	Commentaire associé
Eurocode : BS EN 1997-2:2007 (avec références aux ouvrages de type à digue linéaire)	0,8 à 1,2 fois la hauteur de la digue ou au moins 6 mètres	La profondeur de l'étude doit s'étendre à toutes les strates qui ont une incidence sur le projet ou sont affectées par la construction
USACE (2000) : EM 1110-2-1913)		En cas de matériaux perméables ou meubles, les trous exploratoires doivent traverser le matériau perméable vers un matériau faiblement perméable ou traverser le matériau meuble vers un matériau ferme.
USACE (2008) : Procédure REFP10L0. DOC	Trois fois la hauteur de la digue avec au moins un tous les 1500 mètres par rapport aux bases de l'aquifère	Concernant les infiltrations : les études à travers la crête doivent s'étendre jusqu'à la base de la couche drainante tandis que celles côté eau et côté terre doivent s'étendre en dessous de la couche imperméable. Concernant le tassement : prolonger jusqu'à la profondeur du substratum.
DIN 19712:2013-01 (2013)		Assez profond pour inclure toutes les couches qui seront affectées par l'ouvrage.

Code/guide	Profondeur	Commentaire associé
DWA-M 507-1E (2013)	<p>En dessous de la digue : ≥ 4 mètres et \geq hauteur de la digue.</p> <p>Sur les côtés de la digue : ≥ 2 mètres</p>	<p>Profondeur des études intrusives (d'après DWA, 2013)</p>

7.9.7.4 Développement de corrélations propres au site

Lorsque différentes méthodes de reconnaissance intrusive (y compris tests *in situ*) sont utilisées au sein de la même étude ou dans le cadre de phases d'étude successives, il est utile d'inclure plusieurs points d'étude ciblés englobant toutes les principales méthodes utilisées (cf. tableau 7.51).

Cette approche permet de comparer des paramètres mesurés au même paramètre mesuré ou évalué par une autre forme de tests (par exemple, comparer des tests de laboratoire à des tests *in situ* ou des paramètres issus de propriétés de base), et permet le développement de corrélations propres au site avec des méthodes indirectes d'évaluation des propriétés du sol, comme les techniques sonores de pénétration (CPT, sondes dynamiques, etc.). Les corrélations propres au site peuvent ensuite servir à déduire des propriétés géotechniques à partir des résultats des reconnaissances à d'autres emplacements sur le site.

7.9.7.5 Méthodes d'étude intrusive

Le tableau 7.142 présente des enquêtes de routine pouvant être sous-divisées en trois grandes catégories.

Tableau 7.142 Types de reconnaissances intrusives

Excavations	Trous de forage	Sondage
<ul style="list-style-type: none"> ● puits d'inspection ; ● puits d'essai ; ● tranchées d'essai. 	<ul style="list-style-type: none"> ● tarières manuelles ; ● échantillonnage (avec fenêtre/sans fenêtre) ; ● dynamique forage rotosonique ; ● vibrocarottage ; ● percussion par câble ; ● échantillonnage rotatif ; ● échantillonnage rotatif de sol meuble. 	<ul style="list-style-type: none"> ● CPT ; ● sondage dynamique.

Comprendre les méthodes ainsi que les applications et limitations de l'équipement est essentiel lors de la détermination de la portée d'une étude intrusive. Les tableaux 7.143 à 7.153 présentent un résumé des aspects clés de méthodes couramment utilisées, ainsi qu'une indication de la manière dont la méthode est applicable aux digues. Une bibliographie complémentaire sur ces méthodes figure à la fin de cette section.

Tableau 7.143 Puits d'inspection

Puits d'inspection	Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> creusé manuellement à l'aide d'outils électriques autonomes ; généralement 0,4 m×0,4 m par 1,2 m de profondeur ; une à deux heures pour creuser selon les obstructions/l'épaisseur de la chaussée. 	<ul style="list-style-type: none"> dégagement des services au niveau des emplacements de trou exploratoire et outils d'évitement des câbles ; dans un objectif de contrôle ou d'inspection des structures superficielles échantillonnage ; géotechnique et géo-environnemental perturbé. 	<ul style="list-style-type: none"> profondeur généralement limitée à 1,0 à 1,2 m sans blindage ; excavation limitée dans les sols aquifères ou aux grains très détachés ; brise-bétons requis ; lorsqu'une obstruction/une chaussée est présente.
Facteur de coût : faible			
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> atténuation du risque de rencontrer des réseaux inconnus préalablement aux études intrusives principales. 			

Tableau 7.144 Puits/Tranchées d'essai

Puits/tranchées d'essai	Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> creusés à la machine ou à la main les puits d'essai font généralement 3 m de long par 0,5 à 1 m de large sur jusqu'à environ 5 m de profondeur. Les tranchées peuvent aller jusqu'à des dizaines de mètres 5 à 10 puits d'essai creusés par machine allant jusqu'à 5 m de profondeur en une journée, selon les exigences d'échantillonnage. 	<ul style="list-style-type: none"> examen des sols <i>in situ</i> et obtention de grands échantillons globaux pour les tests évaluation des questions de facilité d'excavation, de stabilité et d'eau souterraine échantillonnage géotechnique et géo-environnemental perturbé blocs-échantillons. 	<ul style="list-style-type: none"> site relativement plan avec accès en véhicule requis bénéfices de profondeur > 5 m discutables en raison de l'instabilité/la santé et la sécurité et la faible luminosité en profondeur influence négative potentielle sur l'infrastructure existante/proposée excavation limitée aux sols aquifères ou à grains détachés brise-bétons requis en cas d'obstruction/de chaussée les puits doivent être traités en tant qu'« espaces confinés ».
Facteur de coût : faible, mais les coûts de blindage/de remise en état peuvent être élevés			
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> Procure une excellente opportunité pour examiner les caractéristiques de sols naturels et de terrains modifiés ou la structure de digues existantes. L'excavation des puits d'essai dans et/ou sur les sites de digues proposés doit prendre en compte leur influence sur la stabilité globale des travaux de terrassement. Le remblai doit garantir que les performances de la digue ne soient pas dégradées. 			

Tableau 7.145 Tarières manuelles

Tarières manuelles	Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> équipement portatif léger tourné ou enfoncé dans le terrain à la main. généralement 50 à 200 mm de diamètre gamme de tarières disponible pour s'adapter à différents sols certaines méthodes limitées à <1,25 m de profondeur, d'autres peuvent atteindre 5 et 8 m 20 à 50 m par jour réalisable. 	<ul style="list-style-type: none"> examen et profilage du sol rudimentaire obtention de petits échantillons perturbés adapté aux endroits sensibles (ex. près du bétail sensible au bruit) et pour les sites inaccessibles adapté à des argiles très meubles à fermes et à un sol granulaire au dessus de la nappe phréatique pose de tubes verticaux. 	<ul style="list-style-type: none"> non adapté aux sols instables difficile de progresser dans les argiles raides et les sols graveleux profondeur de pénétration limitée et petits échantillons de sol obtenus rendement affecté par la condition physique de l'opérateur petits échantillons de sol obtenus.
Facteur de coût : faible			
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> Technique utile pour les études préliminaires des sites de digue proposés, notamment sur les sites à l'accès limité. Peut servir à préforer à travers une croûte desséchée sur argile très meuble/meuble pour faciliter l'installation d'un scissomètre de pénétration. 			

Tableau 7.146 Échantillonnage dynamique (avec fenêtre/sans fenêtre)

Échantillonnage dynamique (avec fenêtre/sans fenêtre)	Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Archway Engineering Ltd)</p>	<ul style="list-style-type: none"> Léger, équipement portatif ou monté sur châssis qui achemine les tubes d'échantillonnage de divers diamètres/longueurs dans le sol pour récupérer un échantillon de sol quasi-continu ; 35 à 100 mm de diamètre ; profondeur 8 à 15 m ; 25 à 30 m par jour réalisable ; zone de travail 2 x 4 m requis avec 3 à 4 m de dégagement. 	<ul style="list-style-type: none"> sites où un accès aux véhicules illimité est envisageable ; des unités à chenilles et portatives peuvent être déployées sur terrain en pente/abrupt ou sur la crête de digues ; obtention d'échantillons perturbés et intacts ; permet des tests SPT et scissométriques de trou de forage ; tout indiqué pour l'argile ferme à raide ; installation de simples puits de surveillance. 	<ul style="list-style-type: none"> non adapté pour les sols granulaires, à grains très grossiers, très denses ou durs ou les terrains modifiés contenant du matériau très grossier ou résistant ; mauvaise récupération de carottes dans les sols à grains détachés et très meubles ; vibration et bruit associés au processus de conduite.
Facteur de coût : faible			
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> Adapté pour les études préliminaires des digues, le profilage du sol, l'échantillonnage de base et les tests <i>in situ</i>. Des unités à chenilles plus petites peuvent être déployées sur terrain accidenté ou sur la crête étroite des digues. Souvent combiné à un sondage dynamique. 			

Tableau 7.147 Forage sonique rotonique

forage rotonique	Méthodes	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> équipement monté sur roues ou sur chenilles faisant vibrer des tubes d'échantillonnage pour récupérer un échantillon du sol quasi-continu 150 à 250 mm de diamètre profondeur 100 m+ selon le matériel >75 m par jour réalisable avec de grands appareils de forage zone de travail 2 X 6 m requis avec dégagement de 4 à 6,5 m. 	<ul style="list-style-type: none"> sites auxquels il est possible d'accéder en véhicule sans restriction. Des appareils de forage montés sur chenilles peuvent être déployés sur du terrain en pente/ accidenté ou sur la crête des digues échantillons perturbés et intacts quasi-continus permet des tests SPT et scissométriques de trou de forage taux de pénétration rapides adapté à la plupart des types de sol, dont les sols granulaires denses et terrains modifiés permet l'installation de simples puits de surveillance. 	<ul style="list-style-type: none"> récupération d'échantillon limitée possible dans les sols à grains détachés et très meubles vibration et bruit associés au processus de conduite le recours à une « méthode de forage à sec » risque de « cuire » les sols, les rendant ainsi inadaptés pour les tests certains appareils de forage sonique n'offrent pas la possibilité d'insérer un tubage.
Facteur de coût : moyen			
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> Adapté pour les études préliminaires des digues, le profilage du sol, l'échantillonnage de base/les tests <i>in situ</i>. Des unités à chenilles plus petites peuvent être déployées sur terrain accidenté ou sur la crête étroite des digues. Souvent, seule méthode de pénétration et d'obtention d'échantillons continus de dépôts à grains grossiers. 			

Tableau 7.148 Vibrocarottage

Vibrocarottage	Méthodes	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> outil d'échantillonnage de fond marin/lit fluvial déployé à partir d'une embarcation de sondage ; le cadre du vibrocarotteur/ vibreur et l'échantillonneur sont descendus jusqu'au fond marin/lit fluvial à l'aide d'une grue montée sur plate-forme ou d'un treuil ; échantillon de sédiments quasi-continu obtenu ; 75 et 102 mm de diamètre ; trois à cinq échantillons de 6 m par jour selon l'état de la mer/les conditions du lit. 	<ul style="list-style-type: none"> étude des sédiments de la mer et de la rivière ; obtention d'échantillons géotechniques et géo-environnementaux perturbés et intacts. 	<ul style="list-style-type: none"> non adapté pour les sols granulaires comptant des grains très grossiers ou les sols très denses ou durs ; mauvaise récupération de carottes dans les sols à grains détachés et très meubles ; sélection minutieuse de l'embarcation requise dans les zones tidales et intertidales ; non destiné aux eaux très peu profondes.
Facteur de coût : moyen à élevé selon la taille de l'embarcation de sondage			
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> Adapté pour l'étude des sédiments du lit fluvial et du fond marin adjacents aux sites des digues proposées ou existantes. 			

Tableau 7.149 Forage à percussion par câble (piston et tarière)

Forage à percussion par câble (piston et tarière)	Méthodes	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> des outils lourds sont relevés et abaissés à plusieurs reprises à l'aide d'un treuil pour couper, ciseler ou restructurer le sol au sein du trou de forage ; dans les sols instables, le trou de forage est soutenu par un tubage en acier fileté sectionnel de 150 à 300 mm de diamètre ; profondeur 40 à 60 m+ 10 à 20 m par jour réalisable ; un appareil de forage démontable est remorqué derrière un véhicule adapté ; zone de travail 2 × 6 m et 7 m de dégagement. 	<ul style="list-style-type: none"> sites où un accès des véhicules sans restriction est envisageable et relativement plan ; adapté pour tous les sols superficiels naturels et la roche érodée ; peut obtenir toutes les formes standard d'échantillons du sol ; tous les tests <i>in situ</i> standard peuvent être réalisés ; toutes les formes standard de puits de surveillance peuvent être construits dans le trou de forage achevé. 	<ul style="list-style-type: none"> rythmes de progression lents dans les strates à grains grossiers/denses/dures et la roche-mère ; l'ajout d'eau peut être nécessaire pour pénétrer certains sols au-dessus de la nappe phréatique ; la perturbation de forage dans les graviers, les limons/sables, les argiles très meubles et les roches érodées peut affecter la qualité des échantillons et des tests <i>in situ</i> ; vibration et bruit ; difficile d'installer un appareil de forage sur ou près d'un terrain en pente contrôle/mise au rebut de déchets.
<p>Facteur de coût : moyen</p>			
<p>Intérêt pour les digues</p> <ul style="list-style-type: none"> Technique de forage polyvalente capable de pénétrer, échantillonner et tester la plupart des conditions du terrain présentes sur les sites des digues. Capable d'installer de nombreux types d'instruments de contrôle. 			

Tableau 7.150 Forage rotatif

Forage rotatif	Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> appareils de forage rotatifs/d'échantillonnage « multifonction » pouvant fonctionner sous divers modes pour s'adapter aux conditions du sol/de la roche ; dans un terrain meuble, le trou de forage est creusé à l'aide de divers systèmes de tarière ou par échantillonnage tubulaire ; dans les argiles dures et la roche, creusé <i>via</i> des systèmes de carottage rotatifs ; profondeur 30 à 50 m (matériel plus petit) ; 10 à 20 m par jour ; zone de travail 2 × 6 m requis sur 4 à 5 m de dégagement (petit matériel). 	<ul style="list-style-type: none"> sites où un accès aux véhicules sans restriction est envisageable et relativement plans ; Certaines unités à chenilles peuvent fonctionner avec des gradients de pente <30 degrés ; adapté pour la plupart des sols, des argiles aux sables ou des argiles fermes à dures et la roche (en mode de carottage) installation d'instruments de surveillance standard ; selon le mode de fonctionnement, la plupart des formes standard d'échantillonnage et de tests <i>in situ</i> peuvent être conduits. 	<ul style="list-style-type: none"> les performances dépendent du mode de fonctionnement adopté ; des difficultés peuvent survenir dans le cas de terrains modifiés, de sols sans cohésion aquifères ou de sols denses, à grains très grossiers. Du matériau « liquéfiable » peut être aspiré par des tarières à tige creuse ; le recours à des systèmes de tarière à tige solide et hélicoïdaux procureront uniquement des échantillons perturbés ; difficile d'installer des mesures de protection aquifères ; mise au rebut des déchets.
<p>Facteur de coût : moyen à élevé</p>			
<p>Intérêt pour les digues</p> <ul style="list-style-type: none"> Technique de forage polyvalente capable de pénétrer, d'échantillonner et de tester la plupart des conditions de sol présentes sur les sites des digues. Capable d'installer de simples instruments de contrôle des eaux souterraines et des gaz du sol. 			

Tableau 7.151 Forage rotatif de sol meuble

Forage rotatif de sol meuble	Méthode	Applications	Limitations
<p>Carottier modifié pour le forage de sol meuble</p>  <p>(source : S N Wersching)</p>	<ul style="list-style-type: none"> trou de forage creusé par forage rotatif avec carottiers modifiés, intégrant une plaque quadrillée sur tout le diamètre ; eau de rinçage recyclée et confinée avec une faible vitesse de sortie pour enlever les déblais et soutenir les côtés du trou de forage non tubé profondeur <20 m ; 10 à 15 m par jour ; zone de travail pour s'adapter à la forme d'appareil de forage rotatif utilisé. 	<ul style="list-style-type: none"> perturbation minimum des sols sensibles meubles à l'avant du trou de forage par élimination de l'action percussive ou des effets de jet d'eau propres à d'autres techniques de forage ; généralement utilisé en combinaison avec des échantillonneurs à piston pour obtenir un échantillon de sol quasi-continu ; souvent conduit conjointement à des CPT. 	<ul style="list-style-type: none"> uniquement applicable aux argiles très meubles ou meubles/limons ; les trous de forage ne peuvent pas être creusés au-delà d'obstructions ou de dépôts non cohésifs. Dans cette éventualité, d'autres formes de forage sont requises ; la technique ne garantira pas en soi des échantillons de haute qualité et doit être considérée en combinaison avec d'autres facteurs (cf. section 7.9.8.1).
<p>Facteur de coût : moyen à élevé</p>			
<p>Intérêt pour les digues</p> <ul style="list-style-type: none"> Les digues sont souvent construites sur des argiles très meubles et meubles. La méthode est capable de prélever des échantillons de très haute qualité pour les tests de laboratoire. 			

Tableau 7.152 Tests de pénétration au cône (CPT)

Tests de pénétration au cône (Cpt)	Méthode	Applications	Limitations
<p>Appareil de forage CPT monté sur grue</p>  <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> outil de sondage rapide ayant recours à un cône électrique instrumenté enfoncé directement dans le sol depuis la surface à l'aide d'un appareil de forage par pénétromètre hydraulique ; l'appareil de forage par pénétromètre peut être monté sur des camions ou des unités à chenilles, des flèches rétro-excavatrices longue portée et des plateformes auto-élévatrices maritimes ; 100 à 150 m par jour. 	<ul style="list-style-type: none"> profilage du sol préliminaire ; les données peuvent être utilisées pour une conception semi-empirique méthodes ; détermination des paramètres du sol via des corrélations empiriques ou propres au site ; des piézocônes peuvent être utilisés pour évaluer le profil des eaux souterraines, la perméabilité et les caractéristiques du sol ; perturbation minimum des sols meubles sensibles ou des limons/sables aquifères. 	<ul style="list-style-type: none"> difficile de pénétrer le remblai à grains grossiers, les dépôts naturels et la roche ; les caractéristiques de certains sols et roche érodée sont difficiles à interpréter sans trous de forage de contrôle ne permet pas l'échantillonnage des strates ; à moins d'être utilisé en parallèle à un échantillonneur Mostap (cf. tableau 7.174).
<p>Facteur de coût : faible, mais moyen ou élevé s'il est déployé en milieu aquatique</p>			
<p>Intérêt pour les digues</p> <ul style="list-style-type: none"> Dans la mesure où cette méthode évite la perturbation du terrain associée au forage et à l'échantillonnage, elle est pertinente pour la caractérisation des argiles, limons et sables alluviaux aquifères. Peut être réalisé depuis tout matériel de terrain et en milieu aquatique (cf. section 7.9.7.6). 			

Tableau 7.153 Sondage dynamique

Sondage/sondage dynamique	Méthode	applications	Limitations
 <p>(source : Geotechnical Engineering)</p>	<ul style="list-style-type: none"> tige en acier (longueur de câble équipée d'un sabot de battage en forme de cône) tournée ou enfoncée dans le sol. Le nombre de coups/l'énergie requis(e) pour faire progresser la tige est enregistré(e) ; généralement monté sur des unités à chenilles ou à roues ; équipement portatif également disponible (sonde Mackintosh, sonde TRL) ; 20 à 50 m par jour. 	<ul style="list-style-type: none"> sites où un accès aux véhicules sans restriction est envisageable et relativement plans ; des unités à chenilles peuvent être utilisées sur terrain en pente ou accidenté ou sur les crêtes des digues ; de simple puits de surveillance peuvent être construits dans le trou de forage réalisé ; les données de tests DPL – DPSH peuvent servir à déterminer des paramètres du sol. 	<ul style="list-style-type: none"> le sol testé ne peut pas être identifié ; résultats non fiables dans des sols contenant des galets ou des blocs de roche occasionnels ; pénétration limitée dans des formations très denses et dures ; difficile de pénétrer des obstructions proches de la surface ; les graviers denses peuvent s'accrocher aux tiges et compliquer l'extraction ; vibrations et bruit.
Facteur de coût : faible			
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> Adapté pour les études préliminaires des digues et le profilage du sol. Des unités à chenilles plus petites peuvent être déployées sur terrain accidenté ou sur la crête étroite des digues. 			

7.9.7.6 Reconnaissances intrusives dans des emplacements d'accès difficile

Les études relatives à des digues existantes ou les sites de nouvelles digues peuvent exiger la conduite de reconnaissances intrusives sur un terrain saturé d'eau ou marécageux, sur un sol incliné, comme les talus de la digue, ou aux endroits où l'accès est restreint et l'espace limité pour la manœuvre, comme sur des dépôts de l'estran très meubles ou des crêtes étroites. Certains véhicules et équipements spécialisés sont disponibles pour mener des études dans ces conditions. Toutefois, l'accès à certains endroits distants peut s'avérer compliqué, c'est pourquoi il faut envisager l'utilisation d'un équipement portatif ou le recours à des hélicoptères pour soulever l'équipement sur le site.

Sur certains sites, des études intrusives peuvent être requises en milieu aquatique ou au sein de la zone intertidale. Cela peut exiger le recours à des pontons flottants, des embarcations et navires de sondage, des aéroglisseurs ou des plateformes de forage auto-élévatrices.

L'exigence supplémentaire en matière d'hygiène et de sécurité, le coût élevé et la disponibilité limitée de l'équipement de forage spécialisé, plus tout le matériel de terrain et le matériel capable de fonctionner en milieu aquatique doivent être pris en compte lors de la mise en place d'une étude intrusive.

Lorsque des véhicules et du matériel sont requis pour circuler sur les plaines inondables de rivière, près de berges non protégées et le long de digues, il est approprié de préparer une évaluation des risques préalablement à l'étude.

Parmi les facteurs pouvant être traités par l'évaluation des risques figurent, entre autres :

- la présence et l'étendue du terrain marécageux ou saturé d'eau ;
- un terrain incliné – certains véhicules à roues peuvent ne pas être en mesure de circuler sur un terrain en pente, surtout s'il est humide, sachant que même des pentes faibles de 1 pour 20 peuvent poser problème ;
- la stabilité de la berge – plusieurs subissent les effets de l'érosion et sont instables ;
- la distance du site – un plan d'évacuation peut être requis ;
- le potentiel de circulation de la route d'accès – considérer les dégâts que les véhicules risqueraient d'occasionner ;
- la marée et la tempête influencent les niveaux d'eau, lesquels peuvent submerger la digue, en restreignant l'accès au sein d'une période définie selon le cycle des marées.

Plusieurs solutions sont disponibles, qui envisagent la formation de trous exploratoires dans des zones difficiles d'accès (cf. tableaux 7.154 et 7.155). Un entrepreneur en études du sol spécialisé intervenant assez tôt sera en mesure d'identifier où cet équipement est considéré essentiel.

Tableau 7.154 Résumé - Types d'équipement permettant l'accès en fonction du terrain durant la phase d'études

Équipement – technique – matériel	Terrain meuble ou saturé d'eau		Terrain/ route d'accès accidenté(e)		Routes d'accès confinées ou restreintes		Sites d'exploration confinés ou restreints		Voies navigables peu profondes, lacs, marais et bancs de boue		Rivières et estuaires SI de reconnaissance	
	SI de reconnaissance	SI détaillée	SI de reconnaissance	SI détaillée	SI de reconnaissance	SI détaillée	SI de reconnaissance	SI détaillée	SI de reconnaissance	SI détaillée	SI de reconnaissance	SI détaillée
Tarière portative	X	?	X	?	X	?	X	?				
Échantillonneur à fenêtre portatif	X	?	X	?	X	?	X	?				
Pénétrromètre portatif	X	?	X	?	X	?	X	?				
Mini-échantillonneur à fenêtre monté sur chenilles/sonde dynamique	?	?	X	X	X	X	X	X				
Mini-CPT monté sur chenilles	?	?	X	X	X	X	X	X				
Échantillonneur à fenêtre/sonde dynamique monté(e) sur un châssis à chenilles de faible pression au sol	X	X	X	X	?	?	?	?				
CPT/Mostap/scissomètre monté sur chenilles de faible pression au sol	X	X	X	X	?	?	?	?				
Mini-appareil de forage de sol meuble multifonction monté sur chenilles/appareils de forage rotatifs	?	?	X	X	X	X	X	X				
Appareils de forage à percussion par câbles modulaires pouvant être démontés en pièces constitutives et transportés à la main ou sur des véhicules tout terrain jusqu'au site de forage	X	X	X	X	X	X	X	X				
Matériel de forage conventionnel utilisé conjointement à des chaussées d'accès temporaires	X	X	X	X	?	?	?	?				
Équipement CPT fixé à la flèche d'une excavatrice longue portée	X	X	X	X	X	X	X	X	?	?		
Installations conventionnelles installées sur une plate-forme d'échafaudage	?	?	?	?	-	-	X	X				
Mini-appareils de forage conventionnels montés sur chenilles ou sur patins installés par grue ou transportés par hélicoptère	?	?	X	X	X	X	X	X				
Mini-appareil de forage de terrain meuble multifonction monté sur chenilles/appareils de forage rotatifs montés sur châssis à chenilles prévues pour faire l'ascension des pentes	-	-	X	X	?	?	?	?				
Équipement CPT monté sur des excavatrices longue portée fonctionnant au bord de l'eau									X	X		
Tarière portative, échantillonnage à fenêtre, ou sondage réalisé à partir de mini-pontons de forage ou petites embarcations de travail et aéroglisseurs									X	?		
Mini-échantillonneur à fenêtre monté sur chenilles/sondage dynamique réalisé à partir de mini-pontons de forage									X	X		
Mini-CPT monté sur chenilles réalisé à partir de mini-plateformes de forage auto-élévatrices									X	X		
Petits appareils de forage conventionnels montés sur chenilles ou patins déployés sur de petits pontons de forage ou de mini-plateformes de forage auto-élévatrices									X	X		
Vibrocarottage à partir de petites embarcations de sondage maritimes											X	?
CPT de fond marin déployés à partir d'embarcations de sondage maritimes											X	X
CPT/échantillonnage Mostap/scissométrie réalisés à partir d'une plateforme de forage auto-élévatrice									?	?	X	X
Équipement de forage et d'échantillonnage conventionnel déployé à partir de pontons modulaires et de barges auto-élévatrices (soumis à la profondeur de l'eau, aux courants, au temps, etc.)								?	X	X	X	X
Navires de forage (très chers)											X	X

Notes

X indique que la technique peut généralement être utilisée avec de bons résultats selon les conditions de site et/ou un profil de sol favorable(s)

? indique que la technique peut être utilisée avec un effet limité selon les conditions du site et/ou la séquence du sol

- indique que la technique n'est pas adaptée

Tableau 7.155 **Résumé des méthodes et des types d'équipement et de matériel capables d'accéder à des emplacements difficiles**

	
<p>Appareils de forage à percussion par câble (source : Fugro)</p> <p>Les appareils de forage à percussion par câbles modulaires peuvent être démontés en pièces constitutives puis transportés à la main ou sur des véhicules tout-terrain jusqu'au site de forage.</p>	<p>Appareil de forage à percussion par câble sur une plateforme d'échafaudage (source : Fugro)</p> <p>Les appareils de forage conventionnels peuvent être installés sur des plateformes d'échafaudage pour permettre de construire des trous de forage sur terrain incliné. Des structures d'échafaudage en porte-à-faux convenablement conçues peuvent permettre la création de trous de forage en milieu aquatique.</p>
	
<p>Appareils de forage sur chenilles à faible pression au sol (source : Fugro)</p> <p>Les appareils de forage multifonction, appareils de forage rotatifs et appareils de forage à percussion (échantillonneur à fenêtre/sondage dynamique) peuvent être montés sur tous les véhicules tracteurs tout-terrain ou unités sur chenilles à faible pression au sol, lesquels peuvent traverser un sol meuble et/ou incliné.</p>	<p>Plate-forme de travail et mât à nivellement automatique (source : Geotechnical Engineering Ltd)</p> <p>Certains appareils de forage sont spécialement adaptés pour travailler sur des pentes raides jusqu'à 45°, comme les digues. La plateforme de travail et le mât de forage sont automatiquement nivelés dans les deux plans pour permettre de travailler en toute sécurité. Divers systèmes sont utilisés pour ancrer l'unité de forage dans le terrain lors du forage.</p>

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



Appareil de forage CPT à faible pression au sol

(source : Fugro)

Les systèmes CPT peuvent être montés sur diverses unités sur chenilles à faible pression au sol pour correspondre à diverses conditions de terrain et d'accès.



Mini-vérins CPT montés sur chenilles

(source : Fugro)

Les ensembles de vérins CPT peuvent être fixés à une mini-unité sur chenilles recourant à des piquets de tarière pour fournir la réaction lors de la pénétration.



Vérins CPT sur excavatrice longue portée

(source : Lankelma)

Les ensembles de vérin CPT peuvent être montés sur des excavatrices longue portée, lesquelles peuvent être positionnées sur la crête de la digue ou sur tout autre terrain stable, permettent d'effectuer un sondage CPT à des emplacements adjacents où l'accès de vérins posés sur un équipement conventionnel d'excavatrice longue portée ne serait pas possible.



Vérins CPT sur excavatrice longue portée

(source : Fugro)



Plateforme de forage flottante (a) ponton de flottaison, (b) appareil de forage auto-élevateur, et (c) navire de forage

(source : Fugro)

Pour le travail aquatique, les appareils de forage peuvent être montés sur des barges modulaires prévues à cette fin, des navires de forage et des plateformes. Le coût de ces unités et embarcations de soutien peut être très élevé, notamment pour le travail en eaux profondes, eaux de marée ou en cas de fort(es) vagues ou courants.

7.9.7.7 Remblayage et remise en état

Les digues étant essentiellement des structures de rétention d'eau, le remblayage de tout trou exploratoire doit être effectué de manière à ce que cela n'ait pas d'effet négatif sur les performances de la digue. Un trou de forage mal remblayé peut procurer un passage permettant aux contaminants proches de la surface de migrer vers un aquifère, ou accentuer lors d'une crue l'infiltration ou le flux ascendant depuis d'autres strates plus perméables sous-jacentes. En outre, il peut y avoir un risque d'affaissement du sol et des conséquences pour le public et le bétail.

Pour les puits creusés à la main et par machine, il est préférable de séparer les matériaux lors de l'excavation pour pouvoir les remplacer et les compacter en couches dans l'ordre où ils ont été creusés. Les trous de forage, qui n'exigent pas d'installations, peuvent être remblayés à l'aide d'un coulis d'injection ou tout autre matériel adapté, comme de la bentonite ou des granulés de bentonite/ciment. Les trous de forage ne sont généralement pas remblayés, mais il peut s'avérer utile d'essayer de verser du coulis d'injection dans le petit vide, là où un vide résiduel est considéré critique pour les performances de la digue.

Lorsque des équipements sont requis dans les trous de forage, leur influence à long terme sur les performances de la digue doit être prise en compte. Il peut s'avérer nécessaire de revenir sur le site pour les combler, les boucher ou les éliminer ultérieurement afin de garantir l'intégrité de la digue.

Les coulis d'injection sont généralement constitués d'un mélange « pompable » d'eau, de bentonite et de ciment. La consistance du coulis d'injection peut être conçue à l'image du terrain environnant en ajustant les proportions du ciment et de la bentonite, et le rapport eau/ciment. Pour le remblayage et l'injection de coulis dans les installations, cf. section 7.9.9.11. Pour connaître les détails sur les mélanges indicatifs de coulis d'injection, cf. encadré 7.39.

7.9.7.8 Exigences et considérations spéciales

Travailler à proximité de l'eau

Par définition, les digues sont situées près d'un plan d'eau. Travailler à proximité de l'eau soulève des questions particulières vis-à-vis des études intrusives, que sont :

- l'accès à et la configuration aux emplacements de trous exploratoires ;
- les dégâts potentiels occasionnés aux habitats écologiquement sensibles ;
- la pollution du plan d'eau associée au vandalisme, au ravitaillement, aux lubrifiants, à l'échappement, à la décharge de limons, aux déchets, à l'abattage hydraulique et au coulis de remblayage ;
- la santé et la sécurité des opérateurs : travail en milieu aquatique, noyade, état de santé, EPI (équipement de protection individuelle), travail sur des digues en pente et des estrans, terrain meuble ou instable, maladie, risques associés au travail isolé, risques associés à la vie sauvage, à la contamination et aux gaz du sol ;
- la mise au rebut des déchets ;
- le travail proche du public, la présence de bétail ou le trafic maritime.

Stabilité du terrain

Lors du sondage mobile et de l'inspection sur site, berges et quais massifs peuvent apparaître stables, mais le mouvement du matériel, la vibration des activités de forage et les surcharges liées aux terrils et à l'équipement peuvent affecter leur stabilité. Il faut prendre des précautions lorsque les trous exploratoires, les enceintes du site et les routes d'accès se situent à côté de plans d'eau.

Contamination

Les rives urbaines ont pu être modifiées par les activités humaines durant des centaines d'années. Il est possible de rencontrer des obstructions dans les trous exploratoires à une profondeur considérable, qui vont des pieux en bois aux installations de décharge et quais remblayés. Les aménagements riverains, comme les quais, installations de traitement et raffineries, peuvent produire de hauts niveaux de contamination et il faut choisir avec précaution les équipements de protection individuelle appropriés.

Il peut être nécessaire de prendre des mesures de protection pour éviter la pollution d'aquifères lors de travaux intrusifs. Des mesures peuvent aussi être requises pour prévenir la contamination croisée entre les trous de forage. Par exemple, l'équipement de forage et d'échantillonnage exigent parfois un nettoyage à la vapeur ou un lavage au jet avant de passer à l'emplacement du trou de forage suivant.

Restes d'engins explosifs (munitions non explosées)

Une évaluation des risques des restes d'engins explosifs doit être conduite pour les sites implantés près de grandes villes et d'usines industrielles situées au sein de zones précédemment touchées par un conflit, mais aussi les sites de défense existants et/ou historiques. La rase campagne peut avoir précédemment été le site d'activités militaires.

Flore et faune

Les habitats végétalisés des lacs et des berges abritent une communauté variée et abondante de flore et de faune. Ils constituent d'importants sites pour la reproduction des poissons et procurent un habitat pour plusieurs espèces protégées. Il est essentiel de prendre toutes mesures pratiques pour réduire l'impact sur ces habitats, notamment en saison de croissance/reproduction. Un excès de bruit et de vibrations, la suppression de la végétation ou la décharge illégale de limons et de contaminants dans le plan d'eau sont des perturbateurs de l'habitat.

Une zone d'exclusion peut être instaurée autour de certaines espèces protégées et envahissantes.

Biorisques

Des risques pour la santé liés aux contaminants transportés dans l'eau peuvent être présents. Des risques qui proviennent du trop-plein des usines de traitement des déchets, ou des sites agricoles ou industriels environnants, et qui peuvent inclure :

- l'hépatite – le virus se trouve dans les fèces, parfois présentes dans les cours d'eau ;
- la gastro-entérite – causée par l'ingestion de bactéries présentes dans les eaux usées ;
- le choléra – gastro-entérite contagieuse causée par la bactérie « *vibrio cholerae* » ;
- les algues bleu-vert – une algue présente dans l'eau fraîche en été, dont les bourgeons poussent en surface, de couleur bleu-vert et pouvant être toxique ;
- la leptospirose (maladie de Weil) – infection bactérienne issue de l'urine des rats.

Des gaz du sol biogènes sont parfois présents dans les dépôts alluviaux qui, en concentrations élevées, peuvent représenter un risque pour le personnel du site. Le contrôle du gaz doit être effectué à intervalles réguliers lors du forage et il est interdit de fumer à l'emplacement des trous exploratoires.

Pour aller plus loin

Il existe plusieurs livres et publications dont la lecture s'avérera utile :

Butcher *et al.* (1995) *Dynamic probing and its use in clay soils*

Clayton *et al.* (1995) *Site investigation*

Hvorslev, M J (1949) *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes*

Lunne *et al.* (1997) *Cone penetration testing in geotechnical practice*

Meigh (1987) **Cone penetration testing : methods and interpretation**

Steeds, J E, Slade, H J et Reed, W M (2000) **Technical aspects of site investigation**

Stenzel and Meiser (1978) *Soil investigations by penetration testing according to DIN 4094*

USACE (2001) *Engineering geotechnical investigations*

US Department of the Interior, Bureau of Reclamation (1998) *Earth Manual. 1e partie, troisième édition*

Normes

BS 5930:1999+A2:2010 *Code de pratique relatif aux études de site*

BS EN 1997-2:2007 *Eurocode 7 Conception géotechnique. Étude et tests de terrain*

DIN 4021:1990-10 *Exploration du terrain par excavation, forage et échantillonnage*

7.9.8 Méthodes d'échantillonnage

La majorité des propriétés du sol et des paramètres techniques intervenant dans la conception et l'évaluation des digues découlent de tests de laboratoire sur des échantillons issus d'études intrusives. C'est pourquoi les échantillons obtenus doivent être de quantité et de qualité suffisantes pour être représentatifs des sols *in situ* dont ils proviennent. Cette section aborde les facteurs à prendre en compte dans les choix en termes de qualité et de taille d'échantillons, ainsi que la fréquence d'échantillonnage, et présente les applications et limitations de certaines méthodes d'échantillonnage courantes utilisées lors d'études intrusives de digues. Les techniques présentées ne constituent pas les principaux moyens de creuser le trou exploratoire.

Outre les échantillons de sol, des échantillons des eaux souterraines et du plan d'eau sont parfois nécessaires pour évaluer la teneur chimique dans le cadre d'une étude de contamination ou pour évaluer l'agressivité de l'eau pour les matériaux de construction.

7.9.8.1 Choix des techniques d'échantillonnage

Le choix des méthodes d'échantillonnage doit s'adapter au type de sol à échantillonner et à la forme des tests à conduire. Les sols cohésifs sont plus adaptés à l'échantillonnage, avec des méthodes qui aboutissent à une perturbation d'échantillon limitée et produisent ainsi des échantillons de meilleure qualité. Les argiles meubles qui constituent couramment les sols de fondation des digues exigent des échantillons de haute qualité pour les tests de laboratoire, afin d'évaluer leurs caractéristiques de résistance et de consolidation. Les sols non cohésifs ne sont pas adaptés à l'échantillonnage de haute qualité précisément en raison de leur manque de cohésion. Toutefois, la communauté géotechnique a élaboré des corrélations empiriques (*cf.* section 7.8.1.4) avec des caractéristiques du sol issues de tests de laboratoire ou *in situ* à grande échelle. Par contraste, des échantillons perturbés ou remaniés peuvent s'avérer adéquats en tant qu'« échantillons d'enregistrement » pour la production de journaux descriptifs et la réalisation de tests d'indice.

La qualité d'un échantillon peut être qualifiée de différentes manières. Aux États-Unis, les échantillons sont souvent catégorisés de façon très générale en échantillons remaniés et non remaniés, et les tests de haute qualité exigent des échantillons non perturbés. La norme BS EN ISO 22475-1:2006 définit cinq classes de qualité d'échantillon, de 1 à 5, avec 1 qui désigne la meilleure classe. En revanche, les méthodes d'échantillonnage ont été divisées en trois catégories d'échantillonnage, de A à C, sachant que A désigne la qualité la plus élevée. Le tableau 7.156 présente la forme générale que peut prendre un échantillon et la corrélation entre la classe et la catégorie d'échantillon.

Tableau 7.156 Description des catégories d'échantillon (d'après la norme EN ISO 22475-1:2006)

Classe d'échantillon	Formes d'échantillon types et description de la catégorie d'échantillon	
1	Tube ouvert – échantillons intacts	Catégorie A : pas ou peu de remaniement de la structure du sol lors de l'échantillonnage ou de la manipulation. La teneur en eau et le taux de vides correspondent à <i>in situ</i> . Aucun changement n'est survenu au niveau des constituants ni de la composition chimique.
2		Catégorie B : contient tous les constituants des sols <i>in situ</i> et retient la teneur en humidité naturelle. La disposition générale des différentes couches du sol peut être identifiée mais la structure du sol a été perturbée.
3		
4	À partir d'outils de forage – échantillons remaniés	Pas au sein des catégories d'échantillon. Pas de description indicative fournie dans la norme BS EN ISO 22475-1:2006.
5		Catégorie C : structure du sol entièrement modifiée. Disposition générale des couches du sol modifiée de sorte que les couches <i>in situ</i> ne peuvent pas être identifiées. La teneur en eau peut ne pas être représentative du sol <i>in situ</i> .

La norme BS EN 1997-2:2007 procure des indications sur la classe d'échantillon minimum requise pour établir des propriétés du sol données. Cela est résumé dans le tableau 7.157, avec la catégorie d'échantillon.

Tableau 7.157 Classe et catégorie d'échantillon requises pour l'évaluation des propriétés du sol (d'après BS EN 1997-2:2007)

Propriétés du sol et classe d'échantillon	1	2	3	4	5
Propriété du sol non modifiée					
Taille de particule (grain)	*	*	*	*	
Teneur en eau	*	*	*		
Densité, indice de densité, perméabilité	*	*			
Compressibilité, résistance au cisaillement	*				
Propriété pouvant être déterminée					
Séquence des couches	*	*	*	*	*
Bordure des strates – épaisse	*	*	*	*	
Bordure des strates – fine	*	*			
Limites d'Atterberg, densité de particule, teneur organique	*	*	*	*	
Teneur en eau	*	*	*		
Densité, indice de densité, porosité, perméabilité	*	*			
Compressibilité, résistance au cisaillement	*				
Catégorie d'échantillonnage conformément à la norme BS EN ISO 22475- 1:2006	A				
	B				
					C

La qualité d'un échantillon, et par extension du spécimen préparé à partir de l'échantillon de test, ne dépend pas seulement de la méthode d'échantillonnage. Lorsque l'on souhaite obtenir des échantillons de très haute qualité dans des sols sensibles, comme les argiles très meubles à meubles, le niveau de perturbation d'échantillon peut dépendre de plusieurs autres facteurs. Certains d'entre eux sont résumés au tableau 7.158.

Tableau 7.158 Causes de perturbation d'échantillon et méthodes de minimisation de cette dernière

Facteurs de perturbation d'échantillon	Méthode de minimisation des sources de perturbation d'échantillon
Méthode de forage du trou exploratoire	Éviter autant que faire se peut les méthodes percussives ou vibratoires de forage du trou exploratoire dans les sols sensibles meubles. Creuser le trou exploratoire par des méthodes rotatives à faibles vitesses de balayage, ou des tarières, pour limiter la perturbation à la base du trou exploratoire.
Méthode d'échantillonnage	Utiliser des échantillons à paroi fine de grand diamètre (par exemple un échantillonneur à piston ou Sherbrook) ou des blocs-échantillons. Utiliser des méthodes d'échantillonnage par enfoncement et non par rotation.
Manipulation et transport	Conserver les échantillons à la verticale. Transporter à la main sur de courtes distances sur terrain accidenté depuis le trou exploratoire jusqu'au point de prélèvement par véhicule, si nécessaire. Placer les échantillons dans un conteneur en bois ou équivalent, avec un matelassage pour éviter les heurts et les à-coups. Placer un matelassage supplémentaire sous les conteneurs d'échantillon. Transporter à une vitesse appropriée pour le terrain dans un véhicule bien amorti.
Préparation de spécimen	Préparer des spécimens en vue de tests de laboratoire mécaniques à partir de la section centrale de l'échantillon. Échantillons extrudés dans leur direction de prélèvement. Tailler le spécimen à la main à la dimension requise.

Tous ces facteurs sont importants et l'absence de précautions suffisantes pour un élément de cette chaîne d'événements peut réduire la qualité du résultat des tests.

Les échantillons des eaux souterraines doivent être représentatifs des strates dans lesquelles ils sont prélevés. Par leur nature, ils sont prélevés dans des strates plus perméables où les infiltrations sont présentes lors des études, à partir de tubes verticaux installés dans le cadre de l'étude ou à partir du plan d'eau ouvert. Cela peut être réalisé par collecte directe à partir des infiltrations dans des puits d'essai, en tenant compte de la stabilité des parois latérales.

Dans les trous de forage, un tubage peut être requis pour éviter l'entrée d'eau en provenance des strates supérieures dans le trou de forage. L'eau dans le trou de forage doit être purgée plusieurs fois jusqu'à ce que des caractéristiques contrôlées *in situ* cohérentes soient enregistrées avant prélèvement d'un échantillon. Pour préserver l'intégrité de l'échantillon, ce dernier doit combler le conteneur inerte dans lequel il est placé et être stocké dans le froid et l'obscurité puis testé dans les plus brefs délais.

7.9.8.2 Taille d'échantillon

La taille et la masse de l'échantillon doivent refléter la nature du matériau à échantillonner, la méthode d'échantillonnage et les tests à réaliser afin d'obtenir des résultats de tests représentatifs de la masse du sol *in situ*.

Pour les échantillons en tube ouvert dans des sols cohésifs, la perturbation d'échantillon diminue proportionnellement avec l'augmentation du diamètre de l'échantillon. Le diamètre de l'échantillon minimum absolu pour des spécimens non perturbés est de 50 millimètres. L'échantillon doit idéalement être égal ou supérieur au spécimen de test désigné. Les grands échantillons permettent de prélever des spécimens de diamètre inférieur du matériau au sein de la section centrale de l'échantillon, en dehors des zones de perturbation à chaque extrémité et du matériau perturbé autour de la circonférence des échantillons. Du point de vue nominal, des échantillons de 100 millimètres de diamètre sont adéquats à des fins de tests de routine, mais des échantillons de diamètre supérieur peuvent être obtenus et appropriés lorsque des tests spécialisés de très haute qualité doivent être réalisés. Certains équipements de laboratoire sont directement compatibles avec le diamètre d'échantillons en tube ouvert, ce qui simplifie la transition de l'échantillonnage à la préparation du spécimen. Bien qu'il soit préférable de préparer des échantillons pour des tests de consolidation et de contrainte effective à un diamètre inférieur à la taille d'échantillon, des tests triaxiaux non drainés peuvent généralement être conduits sur des spécimens préparés au diamètre d'échantillon intégral.

Pour les échantillons globaux, la masse du sol requise dépend du test et de la taille de particule maximum. Les masses figurant au tableau 7.159 ont une vocation purement informative.

Tableau 7.159 Masse du sol requise pour divers tests de laboratoire (d'après le tableau 3, BS 5930:1999+A2:2010, tableau 5, BS 1377-1:1990, Head (1984) et ASTM D 2487-11)

Vocation de l'échantillon	Classification du sol	Masse d'échantillon requise (kg)
Identification du sol, dont les limites d'Atterberg, analyse granulométrique ^a , teneur en eau et tests de teneur en soufre	Argile, limon, sable	1
	Gravier fin et moyen	5
	Gravier grossier	30 ^a
Tests de compactage	Gravier jusqu'à moyen	10 (25)
	Dont certains graviers grossiers	50 (80)
Densités maximum et minimum	Sable et gravier fin et moyen	16
	Gravier grossier	30
Perméabilité	Tout	3,5-8
Érosion/dispersion	Argile, limon, sable	0,5 ^b

Notes :

- ASTM D 2487 procure d'autres indications sur le poids sec minimum d'échantillon requis en fonction de la taille de particule maximum à des fins d'analyses ;
- pour des sols à granulométrie de tailles de particule/grain supérieures, la masse doit être environ cent fois supérieure à la masse des plus grandes particules ;
- pour un sol dont la taille des particules/grains est plus grande que le sable, l'échantillon doit être suffisant pour procurer la masse stipulée du matériau à grains fins ;
- masse accrue pour les sols susceptibles de s'écraser lors du compactage

Pour des échantillons d'eau, une quantité nominale d'un litre est généralement adéquate pour les tests. Toutefois, lorsque des tests plus contraignants sont nécessaires, plusieurs échantillons peuvent être requis. Pour les tests de contamination, il faut se renseigner auprès d'un spécialiste.

7.9.8.3 Fréquence d'échantillonnage

La fréquence d'échantillonnage doit prendre en compte le niveau d'informations déjà disponibles, les objectifs techniques de l'étude et le nombre de tests requis pour définir raisonnablement les propriétés de la strate. La fréquence doit aussi tenir compte de l'échelle de l'étude, de la variabilité verticale du profil du terrain, de la rupture anticipée de la digue et du mode de détérioration, ainsi que de la nature des travaux à entreprendre.

Il est préférable que les échantillons soient étroitement espacés entre eux au sein de la plage de profondeur affichant le plus de variabilité entre les propriétés du terrain et où l'influence de la charge imposée est la plus prononcée. Lorsque des digues sont fondées sur des argiles meubles avec une croûte desséchée, la variabilité la plus élevée des propriétés du sol se situera probablement au niveau des cinq mètres supérieurs du profil du sol, ce qui devrait également inclure la zone de résistance non drainée minimum et la compressibilité maximum.

L'échantillonnage continu peut être justifié au sein de cette zone. En dessous de ce niveau, la résistance non drainée devrait progressivement augmenter avec la profondeur et la compressibilité diminuer. Aussi, l'espacement d'échantillon pourrait être augmenté en profondeur. Lorsque des sondages CPT ont précédemment été réalisés dans le cadre d'une phase d'étude précédente adjacente ou proche du trou de forage, les résultats peuvent servir à établir la fréquence d'échantillonnage et à identifier toute élévation critique au sein du profil du sol, là où des échantillons sont censés être ciblés.

Concernant les petites reconnaissances entreprises pour des travaux de réparation mineurs sur la digue et n'exigeant qu'un ou deux trou(s) exploratoire(s) avec peu, voire aucune information pré-existante sur les conditions du terrain, l'échantillonnage peut être effectué au niveau de centres proches, voire continus ou continus en alternance avec des tests *in situ*, afin de veiller à optimiser les informations capturées par l'étude. Sur terrain hautement variable, il peut s'avérer nécessaire de creuser deux trous exploratoires : un pour les tests *in situ* et le second pour l'échantillonnage continu.

Il est préférable de prélever des échantillons au sein de la zone d'un test *in situ* à des fins d'identification de matériau et pour permettre d'appliquer des facteurs de modification empiriques aux résultats. Les résultats peuvent aussi être comparés à des corrélations empiriques établies issues de tests de classification (cf. section 7.8).

Des échantillons de routine sont généralement prélevés à chaque changement de strate puis à intervalles définis ne dépassant généralement pas trois mètres (BS EN1997-2:2007), un mètre à 1,5 mètre étant l'usage le plus courant.

7.9.8.4 Étiquetage, manipulation, transport et stockage d'échantillon

L'étiquetage, la manipulation, le transport et le stockage sont essentiels pour conserver des données sur les origines des échantillons et leur condition juste après l'échantillonnage.

Dès qu'un échantillon a été récupéré et préservé, il doit être numéroté, enregistré, étiqueté et, le cas échéant, porter un repère pour indiquer le sommet de l'échantillon. L'étiquette peut mentionner :

- le nom de projet ;
- le numéro de trou exploratoire ;
- la date d'échantillonnage ;
- les type et catégorie d'échantillon ;
- la profondeur ou plage de profondeur.

Les mesures adoptées pour la préservation et le transport d'échantillon dépendent de la catégorie d'échantillon, sachant que les échantillons de la catégorie A exigent le plus d'attention. Le principe général étant que les échantillons nécessitent parfois d'être scellés au sein d'un conteneur pour préserver la teneur en humidité et les protéger des vibrations ou de températures extrêmes afin d'éliminer la perturbation. Les échantillons de sol et d'eau requis pour les tests chimiques doivent parfois être préservés dans des conditions d'obscurité et à faible température mais non congelés. Des indications sur les mesures pouvant être requises sont détaillées au tableau 7.160, ainsi que celles précédemment recensées au tableau 7.158.

Tableau 7.160 Exigences relatives à la catégorie, à la préservation et au transport d'échantillons (issues de la norme BS EN ISO 22475-1:2006)

Catégories d'échantillon	Exigences de préservation	Exigences de transport
A	Préservation de la teneur en humidité : <ul style="list-style-type: none"> • placer un sac en plastique hermétiquement autour de l'échantillon jusqu'à exclusion de l'air et le sceller avec des attaches ; • échantillons en tube : sceller les extrémités avec de la cire microcristalline. Comblent les extrémités avec un matériau de jointure et placer des capuchons ; • échantillons de type bloc : les envelopper dans du papier aluminium ou du film (ou de la mousseline) et les enduire de plusieurs couches de cire. 	Protection des échantillons des vibrations, chocs et températures extrêmes : <ul style="list-style-type: none"> • placer les échantillons dans des boîtes robustes contenant un matériau de matelassage (sciure, caoutchouc, polystyrène, mousse en uréthane, papier bulle) pour éviter leur déplacement, les protéger des à-coups externes et procurer une isolation.
B		Protection des conteneurs d'échantillon contre la rupture et préservation de la teneur en humidité
C	Placer dans un conteneur étanche jusqu'à exclusion de l'air si la préservation de la teneur en humidité est requise	Placer dans un conteneur propre pour correspondre à la méthode de transport disponible

Les échantillons doivent être stockés de manière à être en totale sécurité et protégés des heurts et secousses. Toute manipulation inutile doit être évitée. L'environnement de stockage doit correspondre à celui du terrain, qui peut s'élever de + 6 °C à + 12 °C pour une humidité de 85 à 100 % par climat tempéré.

7.9.8.5 Méthodes d'échantillonnage

Les études de digue peuvent généralement impliquer l'une de deux catégories d'échantillonnage du sol – échantillons globaux et en tube ouvert, et échantillons d'eaux souterraines. Le tableau 7.161 résume les méthodes types d'investigation intrusive grâce auxquelles les échantillons peuvent être obtenus. Chacun des types d'échantillon est ensuite décrit plus en détails dans une série de tableaux, tel qu'indiqué.

Tableau 7.161 Types d'échantillons principaux et méthodes d'étude intrusive associées

Catégories d'échantillon		Type d'échantillon	Numéro de tableau	Forme d'étude intrusive pour l'échantillonnage		
				Puits	Trous de forage	Pénétration directe
Global		Petit remanié	7.162	*	*	
		Global remanié	7.163	*	*	
		Échantillons ponctuels	7.164			*
		Blocs-échantillons	7.165	*		
Tube ouvert	Paroi épaisse – par rotation	Cuiller fendue (SPT)	7.166		*	
		Échantillonneurs UT100	7.167		*	
		Échantillonneurs U100	7.168		*	
	Paroi fine – par enfoncement	Shelby	7.169		*	
		Piston	7.170		*	*
		Échantillonneur Pitcher	7.171		*	
		Laval	7.172		*	
	Autres	Sherbrook	7.173		*	
		Mostap	7.174		*	*
	Eaux souterraines ¹			7.175	*	*

Note

¹ Les échantillons d'eaux souterraines peuvent aussi être obtenus dans les plans d'eau libre et des infiltrations en surface.

Afin de choisir une méthode d'échantillonnage appropriée, il faut être conscient de ses applications et limitations. Les tableaux 7.162 à 7.175 résument les caractéristiques clés des méthodes d'échantillonnage couramment utilisées. Une liste de documents permettant d'approfondir ces questions est fournie en fin de section.

Échantillons remaniés

Les échantillons remaniés peuvent aller du petit échantillon remanié au bloc-échantillon de haute qualité. Les échantillons remaniés globaux sont souvent obtenus dans des excavations ouvertes et à partir de trous de forage, à titre de méthode rapide et bon marché pour déterminer la classification d'un sol. Ils procurent souvent des échantillons à des fins de tests de classification du sol et sont utilisés par l'ingénieur des opérations d'exploitation pour classer les sols.

Tableau 7.162 Petits échantillons remaniés

Petits échantillons remaniés		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Soil Property Testing Ltd)</p>		<ul style="list-style-type: none"> collectés sur la façade exposée ou les déblais de l'excavation, les puits d'essai, trouses (en battage) à partir des échantillons en tube ouvert, cuiller fendue de SPT ; taille 1 kg/1 lt ; échantillons placés dans de petits sacs en plastique ou des tubes en plastique d'un litre de contenance. 	<ul style="list-style-type: none"> sols à grains fins – test de classification (PSD, limites d'Atterberg et, quand contenu dans un tube scellé, teneur en eau) et identification du sol ; sols à grains grossiers – identification du sol. 	<ul style="list-style-type: none"> échantillon remanié et ne peut être utilisé que pour évaluer un éventail limité de propriétés du sol ; non représentatif des sols à grains grossiers avec des tailles de particules plus grandes en raison de la taille d'échantillon limitée
Classe de qualité	4/5			
Catégorie d'échantillonnage	C			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> échantillonnage de routine pour l'identification du sol et la classification d'indice. 				

Tableau 7.163 Échantillons remaniés globaux

Échantillons remaniés globaux		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Soil Property Testing Ltd)</p>		<ul style="list-style-type: none"> collectés sur la façade exposée ou les déblais des excavations, puits d'essai, déblais de creusage ou de forage ; taille adaptée pour les tests, plusieurs échantillons requis lorsque de grandes tailles de particules sont présentes ; échantillons placés dans de grands sacs épais ou de grands conteneurs hermétiques. 	<ul style="list-style-type: none"> fondamentalement, tout test exigeant un grand échantillon perturbé ; sols à grains fins – classification (PSD, limites d'Atterberg) et tests liés au compactage ; sols à grains grossiers – classification (PSD), tests liés au compactage, boîte de cisaillement, perméabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> * échantillon perturbé et ne peut servir qu'à évaluer un éventail limité de propriétés du sol ; utilisation uniquement pour la teneur en humidité si l'échantillon remplit le conteneur hermétique.
Classe de qualité	4/5			
Catégorie d'échantillonnage	C			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> échantillonnage de routine pour l'évaluation des travaux de terrassement et PSD dans les sols à grains grossiers. 				

Tableau 7.164 Échantillons ponctuels

Échantillons ponctuels		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>		<ul style="list-style-type: none"> abaissé dans l'eau. Des clapets en acier se ferment en touchant le lit et prélèvent un échantillon de surface ; les volumes vont de quelques litres à un mètre cube et peuvent fonctionner dans l'eau à des profondeurs pouvant atteindre 200 mètres, là où le taux d'échantillonnage peut s'élever à trois ou quatre par heure. 	<ul style="list-style-type: none"> échantillonnage du lit des plans d'eau ; dans les rivières, un petit échantillonneur ponctuel peut être utilisé lorsque le lit est constitué de boue et de sables, et peut être déployé sur les berges ou les ponts superposés. 	<ul style="list-style-type: none"> non adapté lorsque les dépôts du lit contiennent une forte proportion de matériau très grossier ; les argiles et dépôts granulaires denses exigent une benne hydraulique plus grande.
Classe de qualité	5			
Catégorie d'échantillonnage	C			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> échantillonnage des dépôts à la surface du lit pour les études morphologiques et l'évaluation du PSD. 				

Tableau 7.165 Échantillonnage de blocs

Échantillonnage de blocs		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Geotechnical Consulting Group)</p>		<ul style="list-style-type: none"> collecté à partir des puits d'essai en coupant et en dégrossissant un massif du sol. Sceller la surface avec de la cire et de la mousse. Placer une boîte robuste sur l'échantillon, combler les vides et couper la base du sol <i>in situ</i> ; taille adaptée. 	<ul style="list-style-type: none"> tests exigeant des échantillons de haute qualité plus grands ; sols fissurés ou cisailés où l'orientation connue est requise lors du test. 	<ul style="list-style-type: none"> limité aux petites profondeurs au-dessus des eaux souterraines ; le sol doit bénéficier d'une cohésion suffisante pour pouvoir être dégrossi sur le terrain ; onéreux ; perturbations en raison de la libération des contraintes en cas de réalisation dans des puits creusés à la main et/ou blindés.
Classe de qualité	1			
Catégorie d'échantillonnage	A			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> tester la résistance au cisaillement sur les talus de la digue présentant une dessiccation notable ou des fissures dues à la contraction, ou des sols comportant une surface de cisaillement pré-existante. 				

Tube ouvert

Diverses méthodes d'échantillonnage peuvent être utilisées dans les trous de forage et leurs applications varient selon la nature du matériau de subsurface, la qualité de l'échantillon requis et le type d'équipement de forage. Les échantillons dans les trous de forage sont généralement classés en tant qu'échantillonneurs à percement ou à enfoncement et échantillonneurs à coupe rotative ou carottiers.

Tableau 7.166 Cuillère fendue (test de pénétration standard, SPT)

Cuillère fendue (test de pénétration standard, SPT)		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Archway Engineering (UK) Ltd)</p>		<ul style="list-style-type: none"> percé de façon dynamique dans la base du trou de forage. Coups de percement enregistrés ; échantillonneur et échantillon fendu sur la longueur pour examiner et collecter des échantillons perturbés ; taille : échantillons de 35 mm de diamètre, baril fendu de 450 mm de long. 	<ul style="list-style-type: none"> sol accidenté et possibilité d'extraire des échantillons dans la plupart des types de sol, dont les sables denses et les argiles raides ; décompte de coups mis en corrélation avec les propriétés du sol. 	<ul style="list-style-type: none"> rapport de surface élevé (>20 pour cent), échantillon de faible qualité ; les débris au pied du trou du forage pénétreront dans l'échantillonneur ; faible taux de récupération ; échantillonneur obstrué par du matériau très grossier ; non adapté dans les graviers moyens/grossiers.
Classe de qualité	4/5			
Catégorie d'échantillonnage	B			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> peut servir à obtenir un petit échantillon de sol cohésif ou non cohésif ; la valeur N de SPT peut être mise en corrélation avec la résistance et la densité de l'échantillon aux fins d'analyse de la stabilité de pente ; la cuillère fendue peut servir à étudier le matériau de fondation d'une digue et identifier les endroits d'échantillons non perturbés de haute qualité. 				

Tableau 7.167 UT100

Échantillonneur UT100	Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> percé de façon dynamique dans la base du trou de forage. Coups de percement enregistrés ; rapport de surface : 15 % ; taille : 100 mm de diamètre sur 450 mm de long. 	<ul style="list-style-type: none"> argiles meubles à raides avec du matériau grossier limité ; tests de résistance et de compressibilité ; échantillonner les sables denses moyens au-dessus de la nappe phréatique pour obtenir un échantillon de catégorie B. 	<ul style="list-style-type: none"> plus onéreux que U100 ; les débris au pied du trou du forage pénétreront dans l'échantillonneur ; peut être endommagé dans les sols contenant des particules grossières, la roche érodée ou les argiles de résistance extrêmement élevée.
Classe de qualité	1/2		
Catégorie d'échantillonnage	A		
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> évaluer les propriétés de la digue et des sols de fondation lorsqu'ils contiennent des argiles meubles à fermes. 			

Tableau 7.168 U100

Échantillonneur U100	Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Archway Engineering (UK) Ltd)</p>	<ul style="list-style-type: none"> percé de façon dynamique dans la base du trou de forage. Coups de percement enregistrés ; peut contenir une doublure en plastique rigide ; rapport de surface : 25 à 30 % (47 % avec doublure) ; taille : 100 mm de diamètre sur 450 mm peut inclure un système d'encapsulation. 	<ul style="list-style-type: none"> argile meuble à raide insensible ; lorsqu'un échantillonneur en tube ouvert robuste est requis ; adapté pour les sables et le gravier au-dessus de la nappe phréatique. 	<ul style="list-style-type: none"> perturbation d'échantillon due à un rapport de surface élevé et à une installation dynamique ; les débris au pied du trou de forage vont pénétrer dans l'échantillonneur ; peut produire un faible taux de récupération d'échantillon ; utilisé avec précaution pour les tests de résistance et de compressibilité.
Classe de qualité	3-5		
Catégorie d'échantillonnage	B		
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> cette technique d'échantillonnage peut servir à obtenir des échantillons de sols cohésifs et pierreux fermes à raides aux fins de tests de laboratoire. 			

Tableau 7.169 Tube Shelby

Échantillonneur à tube de Shelby	Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Fugro)</p>	<ul style="list-style-type: none"> un tube d'échantillonnage à parois fines, généralement avec un bord biseauté pour le découpage du sol lors de l'échantillonnage ; échantillonneur fixé à la tige de forage et enfoncé par voie hydraulique dans la base du trou de forage ; 50 à 125 mm de diamètre X 0,9 m à 1,4 m de long ; rapport de surface (10 %). 	<ul style="list-style-type: none"> argiles meubles à raides où des échantillons de haute qualité sont requis pour les tests ou le profilage du sol en prélevant des échantillons continus ; tests de résistance et de compressibilité. 	<ul style="list-style-type: none"> facilement endommagé dans des matériaux durs ou denses ; onéreux en raison du soin et du temps additionnels passés à récupérer les échantillons ; les échantillonneurs à piston (cf. tableau 7.170) fonctionnent mieux dans les sols très meubles/ meubles ou sensibles.
Classe de qualité	1/2		
Catégorie d'échantillonnage	A		
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> sert à récupérer des échantillons non perturbés dans le matériau cohésif composant la digue ou les sols de fondation à des fins de description visuelle et autres tests de résistance, de perméabilité et de compressibilité. 			

Tableau 7.170 Échantillonneur à piston

Échantillonneur à piston	Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Geonor)</p>	<ul style="list-style-type: none"> enfoncé à la base du trou de forage (forage rotatif) par action régulière ; piston en position fixe ; rapport de surface : 7 % ; un tube standard mesure 100 mm de diamètre (portée 54 à 250 mm) × 1 m ; aluminium ou acier inoxydable. 	<ul style="list-style-type: none"> argiles sensibles très meubles à meubles, argile ferme, limon et tourbe amorphe ; bonne rétention d'échantillon ; tests de résistance et de compressibilité. 	<ul style="list-style-type: none"> onéreux comparé à d'autres échantillons en tube ouvert ; entretien de l'équipement d'échantillonnage (oint de piston, tranchant et arrondi de la section du tube) ; bonne manipulation post-échantillonnage des tubes requise.
Classe de qualité	1/2		
Catégorie d'échantillonnage	A		
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> sert à récupérer des échantillons non perturbés dans un matériau cohésif très meuble/meuble ou sensible composant la digue ou les sols de fondation à des fins de description visuelle et autres tests de résistance, de perméabilité et de compressibilité. 			

Tableau 7.171 Échantillonneur Pitcher

Échantillonneur Pitcher		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : URS)</p>		<ul style="list-style-type: none"> forage rotatif à la base du trou de forage ; le tube d'échantillonnage à parois fines chargé d'un ressort interne se rétracte en présence de matériau dur et pénètre le sol meuble pour protéger les échantillons ; 60 à 150 mm de diamètre × 0,9 m de long. 	<ul style="list-style-type: none"> échantillonnage dans la plupart des sols et adapté pour les argiles raides ou les matériaux denses risquant d'endommager d'autres échantillonneurs à parois fines ; bonne rétention d'échantillon ; tests de résistance et de compressibilité ; sol à couches dures et meubles en alternance. 	<ul style="list-style-type: none"> onéreux comparé à d'autres échantillons en tube ouvert ; exposé aux erreurs de fonctionnement ; non adapté pour les graviers ou les sables lâches ; les tubes peuvent être endommagés dans des dépôts granulaires et cohésifs grossiers inter-couches.
Classe de qualité	1 à 4			
Catégorie d'échantillonnage	A/B			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> sert à récupérer des échantillons de digues et sols de fondations cohésifs et parfois non cohésifs. 				

Tableau 7.172 Échantillonneur Laval

Échantillonneur Laval		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : David Height)</p>		<ul style="list-style-type: none"> enfoncé dans la base du trou de forage creusé par rotation de 400 mm de diamètre par action régulière ; échantillon carotté prélevé sous gaine en rotation pure avec injection de boue ; carotte extrudée sur site et conservée dans la cire ; rapport de surface : 5 % tube 200 mm de diamètre × 600 mm de long. 	<ul style="list-style-type: none"> argiles meubles et sensibles ; qualité quasiment comparable à l'échantillonnage de bloc ; bonne rétention d'échantillon ; tests de résistance et de compressibilité. 	<ul style="list-style-type: none"> processus onéreux et long, ne peut pas être justifié pour une étude de routine ; opérateur spécialisé requis ; bonne manipulation post-échantillonnage des sous-échantillons requise ; non adapté dans les sols cohésifs à teneur élevée en gravier.
Classe de qualité	1/2			
Catégorie d'échantillonnage	A			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> sert à récupérer des échantillons non perturbés sur un matériau de digue ou de fondation cohésif, particulièrement adapté pour les argiles meubles et sensibles à des fins de tests de résistance, de perméabilité et de compressibilité. 				

Autres formes d'échantillonneur

Plusieurs autres méthodes d'échantillonnage sont disponibles pour traiter les besoins en échantillonnage spécialisé ou pour relever les contraintes propres au site. Les détails de certaines de ces méthodes d'échantillonnage sont présentés ci-dessous.

Tableau 7.173 Échantillonneur Sherbrook

Échantillonneur Sherbrook		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : David Height)</p>		<ul style="list-style-type: none"> trou de forage creusé par rotation de 400 mm de diamètre soutenu par la boue ; cylindre de sol de 350 mm de haut sur 250 mm de diamètre coupé par des lames rotatives ; des lames rotatives horizontales extraient un échantillon du sol <i>in situ</i> ; échantillon ciré 	<ul style="list-style-type: none"> argiles meubles et sensibles ; qualité comparable à un échantillonnage de bloc ; pas de matériau grossier dans le sol ; tests de résistance et compressibilité. 	<ul style="list-style-type: none"> très onéreux comparé à d'autres méthodes ; le cycle d'échantillonnage prend trois heures, conditionnement pour le transport compris ; opérateur spécialisé requis ; bonne manipulation post-échantillonnage requise ; non adapté pour les sols cohésifs à teneur élevée en gravier.
Classe de qualité	1			
Catégorie d'échantillonnage	A			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> adapté pour collecter des échantillons non perturbés de haute qualité de grand diamètre à des fins de tests de résistance, de compressibilité et de perméabilité. Ces échantillons peuvent aussi servir à conduire des tests EFA (érodimètre) pour estimer l'érodabilité des échantillons du sol. 				

Tableau 7.174 Échantillonneur Mostap

Échantillonneur Mostap		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Geonor)</p>		<ul style="list-style-type: none"> appareil de forage CPT utilisé pour pénétrer l'échantillonneur ; le cône à l'extrémité empêche l'entrée de sol lors de la pénétration ; cône déverrouillé à la profondeur d'échantillon ; le sol entre dans le tube lors de la pénétration tandis que le cône se rétracte ; échantillon collecté en manchon textile dans un tube à doublure ; 35 et 65 mm de diamètre x 1 m, 1,5 m, et 2 m de long. 	<ul style="list-style-type: none"> pas de trou de forage requis ; échantillons prélevés à des profondeurs ciblées ; corrélations avec le profil CPT adjacent ; tests d'indice et chimiques. 	<ul style="list-style-type: none"> difficulté à pénétrer les sols granulaires denses grossiers et les argiles raides ; pénétration entravée par des obstructions ; les échantillons de diamètre inférieur sont généralement de classe inférieure et les échantillons de diamètre supérieur ont du mal à pénétrer les sols denses.
Classe de qualité	2/3			
Catégorie d'échantillonnage	B			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> procure des échantillons physiques pour les tests et le profilage du terrain, ou à des endroits ciblés, à titre de repère pour les sondages CPT adjacents et pour clarifier les données CPT anormales dans le cadre d'une étude de faisabilité. 				

Échantillons d'eaux souterraines

Des échantillons d'eaux souterraines peuvent être requis au cours d'une étude d'analyse chimique.

Tableau 7.175 Échantillons d'eaux souterraines

Échantillonneur d'eaux souterraines		Méthode	Applications	Limitations
 <p>(source : Soil Property Testing Ltd)</p>		<ul style="list-style-type: none"> échantillon d'écope ou de pompage du trou de forage/puits ou CPT via système à piézomètre BAT ; extraire de l'eau jusqu'à ce que les paramètres soient stables ; flacon de 40 ml pour composé organique volatil ou 1 l pour d'autres tests ; utiliser des conteneurs inertes nettoyés de laboratoire ; échantillon stocké à $\leq 4^{\circ}\text{C}$ dans l'obscurité test sous quelques jours. 	<ul style="list-style-type: none"> détermination des niveaux de contaminants solubles dans le liquide et dans l'eau ; niveaux de produits chimiques solubles dans l'eau agressifs pour les matériaux de construction ; les mesures de la température <i>in situ</i> et les données de conductivité peuvent contribuer à distinguer les infiltrations des eaux souterraines. 	<ul style="list-style-type: none"> peut être difficile d'obtenir un échantillon représentatif ; installation de puits de surveillance requise pour cibler des strates en vue du contrôle de la contamination à plus long terme ; décontamination de l'équipement requis pour éviter la contamination croisée ; exige une coordination préalable avec le laboratoire.
Classe de qualité	Non applicable			
Catégorie d'échantillonnage	Non applicable			
Intérêt pour les digues				
<ul style="list-style-type: none"> évaluer si les produits chimiques dans les eaux souterraines ou le plan d'eau adjacent entraîneront la détérioration accélérée des structures au sein de la digue et des travaux associés ; déterminer les niveaux de contaminants potentiellement mobiles dans le sol et l'influence que la digue peut avoir sur leur déplacement. 				

Pour aller plus loin

Il existe plusieurs livres et publications dont la lecture s'avérera utile :

Acker (1974), *Basic procedures for soil sampling and core drilling*

Arnold (1993), *Flachbohrtechnik*

Australian Drilling Industry Training Committee Ltd (ed) (1997), *Drilling – the manual of methods, applications and management*

Chugh (1992), *High technology in drilling and exploration*

Clayton *et al.* (1995), *Site investigation*

Hvorslev (1949), *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes*

USACE (2000), *Engineering and design – design and construction of levees*

USACE (2001,) *Engineering geotechnical investigations*

Normes

ASTM D7015-07 (2007), *Pratiques standard d'obtention de blocs d'échantillon (cubiques et cylindriques) intacts de sols*

ASTM D1586-11 (2011), *Méthode de test standard pour le test de pénétration standard (SPT) et l'échantillonnage à baril fendu des sols*

ASTM D2487-11 (2011), *Pratique standard de classification des sols à des fins techniques (système de classification de sol unifié)*

ASTM D1587-08 (2012), *Pratique standard pour l'échantillonnage en tube à paroi fine de sols à des fins géotechniques*

BS EN ISO 22475-1:2006 *Étude et tests géotechniques. Méthodes d'échantillonnage et mesures d'eaux souterraines. Principes techniques d'exécution*

ISO 10381-1:2002, ISO 10381-2:2002, ISO 10381-3:2001, ISO 10381-4:2003, ISO 10381-5:2005, ISO 10381-6:2009, ISO 10381-7:2005, ISO 10381-8:2006 *Qualité du sol – échantillonnage*

ISO 5667-1:2006 *Qualité de l'eau – échantillonnage – 1^{re} partie : Instructions relatives à l'élaboration de programmes d'échantillonnage et techniques d'échantillonnage*

7.9.9 Instrumentation et contrôle sur le terrain

La construction ou l'amélioration d'une digue ou l'application de charges directes ou hydrauliques provoquent un changement des conditions limites auxquelles les sols doivent répondre. Il existe des situations dans lesquelles il est avantageux de quantifier ces changements pour mieux :

- comprendre l'état de la digue ;
- appréhender l'interaction de la digue avec les environs ;
- procurer un contrôle de la construction ;
- valider la conception et les hypothèses ;
- évaluer ou valider les caractéristiques du terrain.

Les réponses courantes du terrain mesurées dans le cas des digues sont :

- des déplacements (latéral et vertical) ;
- des pressions de l'eau interstitielle.

Il existe plusieurs formes d'instrumentation disponibles pour quantifier ces réponses. La section 7.9.9.6 présente les détails de certaines d'entre elles.

Parmi les autres mesures liées au sol et à l'eau figurent :

- les contraintes totales du sol ;
- les décharge d'infiltrations ;
- les température du sol/des eaux souterraines.

Bien que l'objectif principal de cette section soit d'envisager les méthodes de contrôle des mouvements du terrain, et les élévations et pressions de l'eau, les digues peuvent inclure des éléments structurels liés à la défense contre les crues, comme les murs de crête. En cas de tension avérée ou lorsqu'elles se trouvent sous charge hydraulique, ou encore dans le cadre d'un programme ou d'une évaluation des conditions de routine, il peut être souhaitable de contrôler le tassement, le déplacement horizontal et/ou l'inclinaison de ces structures. La section 7.9.9.6 présente certaines informations sur l'instrumentation pouvant servir dans ces situations.

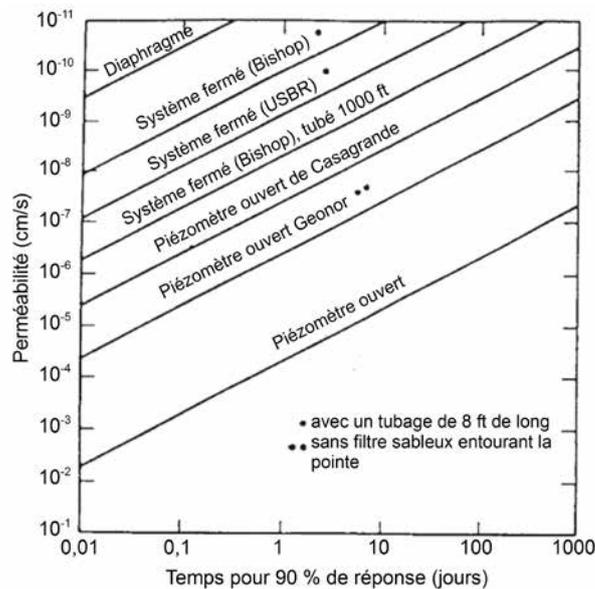
7.9.9.1 Considérations à prendre en compte lors du choix de l'instrumentation

L'instrumentation des digues permet de contrôler la réponse du terrain et de la digue au cours de la construction, contribue à évaluer l'état actuel et surveiller les performances à long terme. L'instrumentation peut servir à contrôler une réponse précise ou une série de réponses interdépendantes. Certains de ces instruments sont détaillés aux tableaux 7.44 et 7.45. Lors du choix de l'instrumentation, le taux de changement anticipé et la magnitude de la réponse doivent être compatibles avec les capacités de l'instrument. Certains des facteurs à prendre en compte en rapport avec les déplacements de contrôle et les pressions d'eau interstitielle sont résumés au tableau 7.176.

Tableau 7.176 **Facteurs à prendre en compte lors du choix de l'instrumentation pour contrôler les déplacements et pressions d'eau interstitielle**

Réponse	Facteurs à prendre en compte
Déplacements	<ul style="list-style-type: none"> • évaluer la part de déplacement et l'utilisation anticipées pour concevoir un système robuste qui ne sera pas endommagé par des mouvements provoqués par le tassement ou les déplacements latéraux ; • la compressibilité et la flexibilité latérale du tubage doivent être compatibles avec la compression et le déplacement latéral anticipés du profil du sol ; • en cas d'excès de tassement anticipé, inclure des sections télescopiques comportant des connecteurs à goupille de cisaillement pour permettre au tubage d'assimiler de grands tassements sans fléchissement ni rupture.

Réponse	Facteurs à prendre en compte
Pression d'eau interstitielle	<ul style="list-style-type: none"> la plage de réponse doit être compatible avec la magnitude anticipée des pressions d'eau interstitielle. En règle générale, prévoir une résolution de pression inférieure (ex. précision inférieure) suivant la hausse de la plage de réponse ; le temps de réponse peut devoir être compatible avec le taux de changement réel de la pression d'eau interstitielle sur le terrain. Le temps de réponse dépend du type de piézomètre et de la perméabilité du sol (cf. figure ci-dessous). Les piézomètres peuvent être grossièrement classés en deux catégories : celles exigeant de grands ou de faibles volumes d'eau circulant dans l'instrument pour parvenir à l'équilibre sous un changement de pression. La figure ci-dessous procure une indication approximative des temps de réponse de différents piézomètres ; l'extrémité du filtre de piézomètre peut être installée dans un bouchage de sable, qui peut être scellé au sommet et à la base avec de la bentonite, de sorte que la réponse contrôlée soit confinée à un horizon de sol défini. Actuellement, on considère aussi que, avec l'utilisation de piézomètres à fil vibrant électroniques, le bouchage de sable et les joints en bentonite peuvent être supprimés pour simplement sceller les piézomètres à la place. Cf. section 7.9.9.11 (Mikkelsen et Green, 2003, Contreras <i>et al.</i>, 2008, Weber 2009, et Simeoni <i>et al.</i>, 2011) ; dans les sols fortement organiques, les gaz du sol entrent dans le piézomètre, le rendant alors saturé et moins réactif. Le choix de filtres à entrée d'air élevée peut réduire la facilité avec laquelle le gaz peut pénétrer dans le piézomètre. Certains piézomètres peuvent être désaérés au besoin, après l'installation.



Les délais de réponse types pour divers piézomètres dépendent de la perméabilité des sols dans lesquels le piézomètre est installé
(d'après USACE 1999)

Avertissement

Les filtres de piézomètre à support (céramique, plastique) peuvent afficher une perméabilité de l'ordre de 3×10^{-4} m/s. Cela doit être pris en compte dans le cadre de la perméabilité du sol dans lequel il est installé, car cela risquerait de limiter le temps de retour au repos dans les sols à perméabilité élevée. De même, il faut prêter attention à la perméabilité du matériau utilisé pour former la « cellule de sable » dans laquelle la pointe du piézomètre est installée, par rapport à celle du sol environnant.

Parmi les autres facteurs à prendre en compte lors de l'élaboration d'un programme d'instrumentation figurent :

- l'utilisation d'un enregistreur de données manuel ou de moyens télémétriques pour effectuer des relevés. Le choix de la méthode peut dépendre du coût global, de la finalité des données et de la vitesse de réaction requise en réponse aux données, de la fréquence à laquelle les relevés sont requis, de l'éloignement du site, du nombre d'instruments et du fait qu'il existe ou non des activités de site concomitantes. La section 7.9.9.8 présente une discussion plus poussée sur la collecte, la transmission et la gestion de données ;

- lorsque le câblage et la tuyauterie passent par des endroits où d'importants déplacements sont escomptés, par exemple sous une nouvelle digue, il faut prévoir un jeu suffisant. Cela peut inclure de les faire zigzaguer à la base de la tranchée des câbles/tuyaux ;
- si du coulis d'injection est utilisé lors de l'installation de l'instrumentation, la résistance à long terme du coulis doit être compatible avec celle du sol environnant, de sorte qu'il ne nuise pas aux performances de l'instrument (cf. section 7.9.9.11) ;
- la connaissance du profil du terrain, de ses propriétés, de l'interaction probable avec toute charge externe et la compréhension des modes de rupture et de détérioration potentiels aideront à identifier les réponses pouvant être contrôlées et les emplacements de l'élément de réponse des instruments. Les réponses des instruments peuvent être mises en corrélation avec le profil du sol et comparées à un comportement escompté. Au besoin, les paramètres géotechniques peuvent être réévalués sur la base des observations sur site. (cf. section 7.7.4) ;
- dans un système d'instrumentation, il est préférable de prévoir quelque redondance de sorte que les réponses principales soient enregistrées par au moins deux formes différentes d'instrumentation. Cela dispensera d'une vérification des erreurs grossières au niveau des données et peut compenser la perte de données au cas où un instrument doive être réparé ou réinstallé. Certaines informations sur la combinaison des instruments sont incluses au tableau 7.177 ;
- l'installation de l'instrumentation doit être soigneusement planifiée et exécutée, autrement il est possible que cela puisse mettre en péril l'intégrité de la digue elle-même. L'installation ne doit pas créer de vulnérabilités dans le système de digue. L'abandon ultérieur de l'instrumentation doit être planifié à l'avance, que l'abandon soit planifié (seulement utilisée pour le contrôle à court terme, ou si elle a dépassé son espérance de vie utile) ou non (devient non fonctionnelle ou a besoin d'être supprimée en raison des coupes budgétaires dans le cadre d'un programme de contrôle) ;
- lors de la planification de la nature de l'instrumentation et du programme de contrôle associé, le cycle de vie du système de digue doit être pris en compte pour prévoir d'éventuelles charges extrêmes et les événements rares, ainsi que les conditions de charge types les plus courantes. Par exemple, la plupart des piézomètres à fil vibrant ont une portée nominale donnée, mais peuvent généralement fonctionner sur de courtes durées à des portées généralement bien supérieures (souvent deux fois) à la plage de fonctionnement nominale.

Le tableau 7.177 présente des applications types accompagnées de commentaires sur les détails d'installation, et comment elles peuvent être combinées à d'autres formes d'instruments pour obtenir une compréhension plus complète de la réponse de la digue et des sols de fondation. Il procure aussi des informations sur la création de redondances au sein du système pour des formes d'instrumentation courantes.

Tableau 7.177 Exemples d'applications et d'éléments à prendre en compte lors du choix de l'instrumentation

Instrument	Applications et éléments à prendre en compte
Marqueurs de surface	<ul style="list-style-type: none"> • surveiller le tassement et le déplacement latéral de la surface de terrain finale ou existante ; • placer à côté d'un inclinomètre pour fournir une contre-vérification du déplacement latéral en surface et contrôler le tassement au pied de la digue ; • placer à côté d'une jauge de tassement à tige sur la surface finale de la digue pour contrôler le tassement postconstruction du matériau de remblai ; • placer à des endroits intermédiaires entre les inclinomètres/jauges de tassement à tige/extensomètres pour confirmer la cohérence du comportement du sol le long de la section de la digue.
Jauge de tassement à tige, point de tassement en subsurface et cellule de tassement	<ul style="list-style-type: none"> • tassement de l'endroit à la profondeur de référence, généralement la surface du terrain d'origine, à mesure que le matériau de remblai est placé ; • peut être placé à côté de l'extensomètre avec une plaque aimant sur le niveau du terrain d'origine pour procurer une contre-vérification du tassement ; • marquer la hauteur au-dessus de la plaque de base par division de 1 mètre avec des repères intermédiaires tous les 0,5 mètres sur la tige ou le tuyau aux fins de vérification visuelle de l'épaisseur du remblai placé (hors cellule de tassement).

Instrument	Applications et éléments à prendre en compte
Extensomètre	<ul style="list-style-type: none"> • tassements en profondeur dans un profil de sol (cible – aimants araignées) et à une surface de terrain existante et au sein du matériau de remblai lors du placement (cible – plaques d'aimants) ; • placer des aimants cibles aux limites entre les types de sol ou aux changements des propriétés au sein d'un type de sol, pour isoler le tassement au sein de couches aux propriétés cohérentes ; • utiliser des aimants cibles si la couche du sol est épaisse et relativement uniforme sur les petits projets, le tube d'accès doit être perforé et enveloppé de tissu filtrant pour former un piézomètre à tuyau vertical.
Inclinomètre	<ul style="list-style-type: none"> • déplacements latéraux orthogonaux en profondeur dans le profil du sol ; • un axe à aligner le long de la direction du déplacement anticipé maximum ; • des aimants cibles d'extensomètre de diamètre supérieur peuvent être installés autour du boîtier de l'inclinomètre pour former un instrument combiné et ainsi contrôler le tassement vertical ainsi que le déplacement latéral ; • sur les petits projets, le tube d'accès doit être perforé et enveloppé de tissu filtrant pour former un piézomètre à tuyau vertical.
Piézomètres – volume d'admission d'eau élevé (puits d'observation et piézomètre à tuyau vertical)	<ul style="list-style-type: none"> • niveaux d'eaux souterraines stables dans les sols à faible perméabilité du fait qu'un long délai de réponse est requis ; • niveaux d'eaux souterraines transitoires dans les sols à haute perméabilité en raison du délai de réponse plus rapide ; • contrôler la réponse des eaux souterraines dans les sols à haute perméabilité avec variation de la charge hydraulique. Évaluer les effets de décalage. Les données peuvent servir à valider la perméabilité du sol <i>via</i> des modèles d'infiltration de flux transitoire.
Piézomètre – volume d'admission d'eau faible (double tube hydraulique, pneumatique et fil vibrant)	<ul style="list-style-type: none"> • niveaux d'eaux souterraines transitoires dans les sols à faible perméabilité du fait d'un délai de réponse plus rapide ; • grouper plusieurs piézomètres à côté d'un extensomètre. Placer des piézomètres à mi-chemin entre des aimants adjacents pour mesurer les caractéristiques de consolidation de couche. En cas de grands tassements, il faut prévoir une marge prenant en compte la hausse de la pression d'eau interstitielle liée au tassement de la pointe du piézomètre.
Weir box	<ul style="list-style-type: none"> • diverses configurations de déversoir peuvent servir à capturer le débit d'infiltration ; • le taux d'infiltration et la turbidité peuvent être contrôlés et évalués.

L'encadré 7.35 présente un exemple de la manière dont ces principes ont été appliqués lors de la construction d'une section d'essai sur une digue.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Encadré 7.35

Étude de cas montrant la disposition de l'instrumentation pour une section d'essai d'une nouvelle digue

Auteur : Richard Brooks

Client : Environment Agency (RU)

Ingénieur : CH2M Hill

Principal entrepreneur : Team Van Oord (May Gurney)

Sous-traitants : Fugro Engineering Services Ltd

Emplacement : Péninsule Steart, à l'embouchure de la Rivière Parrett dans le nord du Somerset, au Royaume-Uni

Contexte

Construction de quatre kilomètres de digue sur terrain meuble dans le cadre d'un projet de création d'habitat. Plusieurs incertitudes géotechniques ont surgi concernant le projet soumis et une section instrumentalisée de la digue d'essai a été construite pour résoudre ces questions. Cette étude de cas illustre la disposition de l'instrumentation mise en place pour contrôler la performance d'une section d'essai de la digue.

Section d'essai de la digue

Les figures 7.77 et 7.78 illustrent un plan et une section transversale de la section d'essai. Une section transversale entièrement instrumentée (B-B) a été installée. Sur la section transversale A-A, l'instrumentation de subsurface a été omise en raison de changement des critères de performance de la digue.

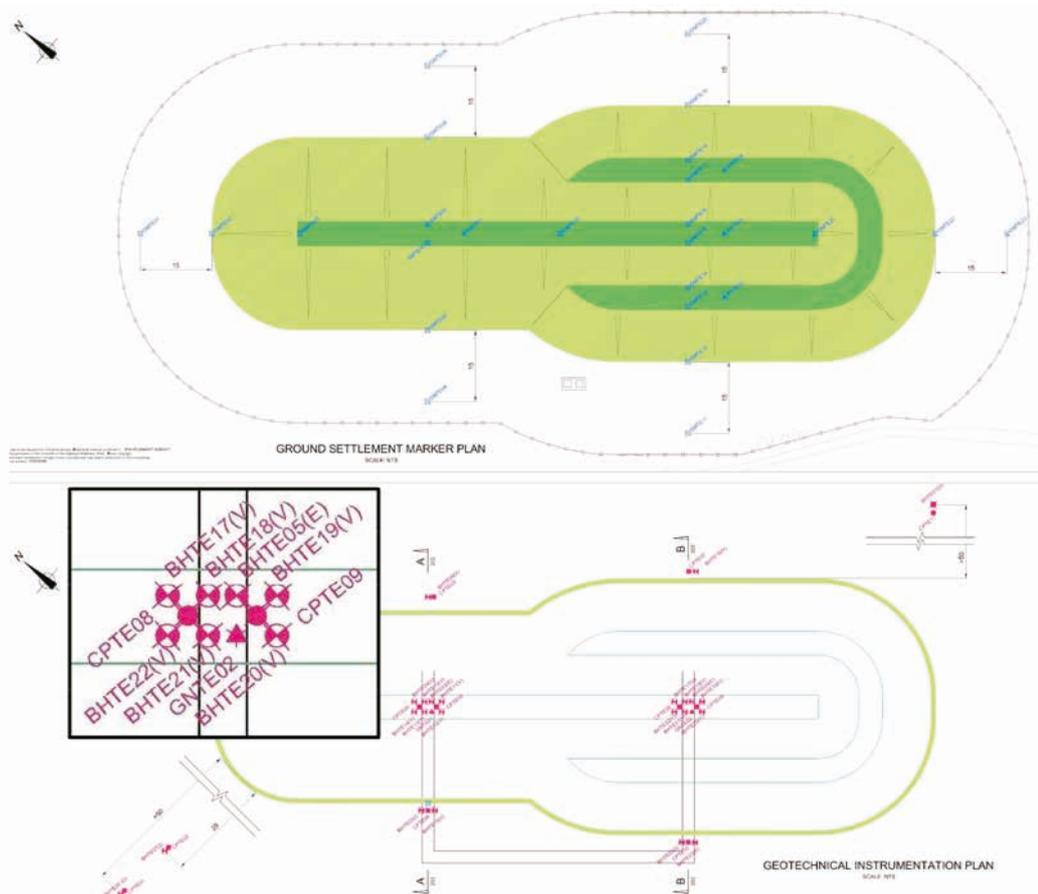
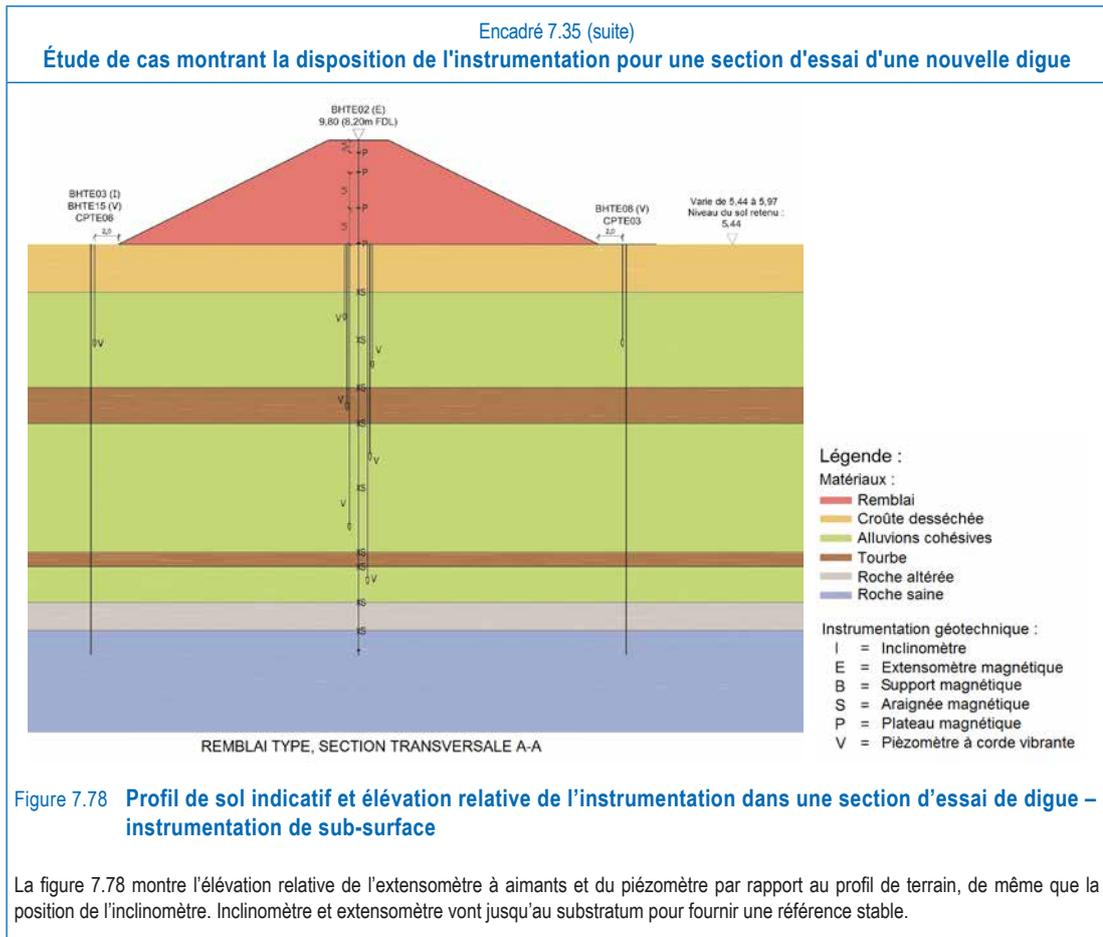


Figure 7.77 Emplacement planifié de l'instrumentation dans la section d'essai de la digue – instrumentation de surface et de subsurface

La figure 7.77 illustre la position relative des repères de déplacement de surface sur la digue, adjacente au pied et aux points de changement sur le profil final, avec des jauges de tassement à tige sur la ligne centrale et sur chaque talus. Ils sont décalés par rapport aux lignes de section de quelques mètres pour éviter la collision avec l'instrumentation de subsurface.



7.9.9.2 Registres d'installation

Les fiches de registre d'installation pour chaque instrument détaillent l'installation, ce qui permet de mieux interpréter les données. Les informations à enregistrer peuvent inclure :

- la documentation du fabricant, les reçus de commande d'achat, registres de calibrage, etc. ;
- le type d'instrument et son numéro d'identification ;
- le niveau du terrain existant au moment de l'installation ;
- l'emplacement prévu en plan, profondeur et élévation ;
- l'orientation prévue ;
- les longueurs, largeurs, diamètres, profondeur et volumes de remblai planifiés ;
- les matériels et équipement utilisés, dont le diamètre et la profondeur du trou exploratoire associé ;
- le cas échéant, mesures ou relevés requis lors du processus d'installation (soit tous ceux requis pour démontrer le fonctionnement correct de l'instrument) ;
- un journal simplifié des conditions du terrain et résultats de test *in situ* (c'est-à-dire les valeurs N de SPT) ;
- le type de remblai utilisé et la consistance du coulis d'injection ;
- l'emplacement conforme à la réalisation en plan, profondeur et élévation ;
- l'orientation conforme à la réalisation ;
- les longueurs, largeurs, diamètres, profondeur et volumes du remblai conformes à la réalisation ;
- les conditions climatiques ;
- les notes sur les problèmes rencontrés, délais, caractéristiques inhabituelles de l'installation, et tout événement pouvant avoir un impact sur le comportement de l'instrument ;
- les registre des informations et relevés de mise en service ;
- tout code couleur utilisé pour le câblage ou les tuyaux.

7.9.9.3 Relevés de base et de contrôle

L'instrumentation de subsurface tend à être plus complexe que les instruments de surface simples. Le cas échéant, des données de calibrage pour l'instrumentation doivent être mises à disposition avant l'installation et son fonctionnement correct démontré avant et après l'installation.

Lorsque des changements absolus en termes de déplacement ou de niveau des eaux souterraines sont requis, ils doivent être associés à un référencement fixe avec une hauteur et des coordonnées convenues. De nombreuses digues sont situées sur un terrain compressible meuble, lequel peut être instable. Pour un contrôle fiable à long terme, il peut s'avérer nécessaire d'installer un référencement de profondeur hors de portée des activités du site, comme la construction. La base du référencement est fixée dans des sols plus résistants en profondeur et l'allonge passe à travers et est isolée des mouvements au niveau du mauvais sol instable. Le tableau 7.178 indique certains facteurs à prendre en compte lors de la prise de relevés.

Tableau 7.178 Exemples de facteurs à prendre en compte lors de la prise de relevés

Facteur	Considérations
Les relevés peuvent prendre du temps à se stabiliser après l'installation de l'instrument	<ul style="list-style-type: none"> les piézomètres exigent du temps pour que le mouvement des eaux souterraines survienne autour de l'instrument avant que la pression d'eau interstitielle précédant l'installation soit rétablie. Cela dépend de la perméabilité du sol et du type de piézomètre. En conditions stables, une série de relevés peut être lue au fil du temps pour démontrer que ces conditions ont été établies. En conditions transitoires, lorsqu'une condition limite est variable (affectée par des événements relatifs aux marées ou aux fleuves), la réponse doit être compatible, et reproductible par cycles dans l'événement transitoire. Les changements correspondants au niveau des conditions limites doivent aussi être enregistrés ; l'instrumentation scellée dans un trou de forage peut être libre de bouger légèrement jusqu'à ce que le coulis d'injection soit suffisamment résistant pour tenir l'instrumentation en place.
Établir un relevé de base auquel comparer les relevés ultérieurs	<ul style="list-style-type: none"> lorsque les relevés sont lus manuellement, de manière optique ou électronique, il peut y avoir un risque d'erreur humaine. L'ensemble du processus de contrôle peut être répété au minimum trois fois de suite. Si les résultats s'avèrent reproductibles au sein de limites acceptables, la moyenne des résultats peut alors être considérée comme le relevé de base. Lors d'un environnement transitoire, les relevés de base doivent être prélevés rapidement l'un après l'autre pour minimiser l'effet du changement sur la condition limite. Les changements au niveau de la condition limite doivent être enregistrés, de sorte qu'ils puissent être mis en corrélation avec tout changement dans la série des relevés de base ; les résultats pris à distance font l'objet d'erreurs pouvant s'ingérer dans le système de communication (matériel et logiciel). Il est recommandé, le cas échéant, d'enregistrer manuellement les relevés de base <i>via</i> un système de collecte de données au niveau du système d'instrumentation, et de les comparer avec les valeurs diffusées <i>via</i> le système de télémétrie sans fil (ou câblé) ; les données de base collectives en provenance de toute l'instrumentation disponible doivent être revues et évaluées pour veiller à ce qu'elles soient logiques et cohérentes avec les conditions du site connues. Toute anomalie doit être réévaluée pour confirmer le fonctionnement correct de l'instrument.
Reproductibilité et variabilité des relevés	<ul style="list-style-type: none"> au début d'un programme de contrôle, le taux auquel la réponse change selon la variation des conditions limites peut ne pas être bien défini et le degré auquel le résultat sera affecté par la reproductibilité du processus de relevé sera inconnu. En conséquence, il peut s'avérer utile de prendre, au départ, les relevés plus fréquemment jusqu'à ce que les tendances et la variabilité contextuelle des relevés pour chaque instrument aient été clairement établies.
Changements des conditions limites	<ul style="list-style-type: none"> en cas de changements graduels des conditions limites, comme pour la pose de couches de remblai lors de la construction ou l'amélioration d'une digue, ou de l'application d'une charge statique sur une digue, il peut s'avérer judicieux d'effectuer les relevés juste avant et après le changement de charge puis à une fréquence décroissante (par exemple tous les jours pendant trois jours, tous les trois jours les neuf jours suivants, puis toutes les semaines) jusqu'au changement graduel suivant de la condition limite ; en cas de changements cycliques au niveau de la condition limite, comme lors d'un événement relatif aux marées, les relevés peuvent initialement être plus ou moins pris à marée haute ou basse pour évaluer la réponse brute à l'événement. Lorsque la réponse est jugée notable, des relevés fréquents, par exemple toutes les heures, peuvent alors être pris sur l'ensemble du cycle de l'événement ; dans les deux cas, le changement de la condition limite doit aussi être enregistré (épaisseur du remblai, intensité de la charge statique, niveau de la marée, etc.) pour pouvoir mettre en corrélation la réponse au changement de condition limite.

7.9.9.4 Relevés et registres d'instrumentation

Lorsque des relevés manuels sont pris, d'autres relevés associés sont généralement pris pour mettre en contexte les données et apporter une aide à l'interprétation, comme la hauteur et la durée de remblayage. Lors de la prise d'un relevé, il peut s'avérer utile de conduire sur le moment des vérifications sur site de la valeur, dans la mesure du possible, en comparant le nouveau registre à la valeur précédente. Si un relevé anormal est identifié et diffère de la valeur ou de la tendance escomptée, un relevé peut être pris sur le moment pour valider le résultat. Dans le cas où le second affiche encore une anomalie, une étude approfondie peut être justifiée pour en établir la cause. Les données peuvent aussi être préparées sous forme électronique selon un format convenu, ce qui facilitera le traitement et l'interprétation des données au bureau. Outre les données d'instrumentation, ainsi que les données horaires et climatiques, le tableau 7.179 présente quelques exemples types des enregistrements qui peuvent être pris lors du relevé manuel de certaines formes courantes d'instrumentation.

Tableau 7.179 Informations types présentées sur une fiche de données

Instrument	Données requises
Repère de déplacement/ tassement	<ul style="list-style-type: none"> • coordonnées ou distance à partir d'un point fixe ; • hauteur du sommet du repère ; • changement de coordonnée absolue à partir d'un point fixe par rapport au relevé de base et précédent ; • changement de la hauteur du sommet du repère par rapport au relevé de base et précédent.
Jauge de tassement à tige, point de tassement en subsurface et cellule de tassement	<ul style="list-style-type: none"> • hauteur du sommet de la tige (cellule de tassement exclue) ; • niveau du terrain d'origine à l'endroit de la jauge ; • hauteur du terrain adjacent alignée avec la jauge ou au-dessus de la cellule de tassement ; • épaisseur totale du remblai mis en œuvre ; • longueur de la tige, rallonges incluses (cellule de tassement exclue) ; • hauteur de la plaque d'assise ou de la cellule de tassement ; • tassement de la plaque d'assise ou de la cellule de tassement par rapport au relevé de base et précédent.
Extensomètre magnétique	<ul style="list-style-type: none"> • hauteur du sommet du tube d'accès ; • hauteur du terrain adjacent alignée avec le tube d'accès ; • épaisseur totale du remblai mis en œuvre ; • profondeur de chaque aimant depuis le sommet du tube (relevé pris quand la sonde est à la fois abaissée et relevée dans le tube) ; • hauteur de chaque aimant ; • tassement de chaque aimant par rapport à la valeur de base et précédente.
Inclinomètre	<ul style="list-style-type: none"> • coordonnées ou distance à partir d'un point fixe ; • hauteur du sommet du tube d'accès ; • épaisseur totale du remblai mis en œuvre ; • hauteur du terrain adjacent alignée avec le tube d'accès ; • enregistrement des valeurs de fléchissement à partir de la base sur les deux axes (x et y) et répéter avec la sonde ; • orientée à 180° pour évaluer les erreurs de mesure d'angle de fléchissement ; • profil de mouvement horizontal du tube d'accès par rapport au relevé de base et précédent lorsque les relevés de sonde sont enregistrés par voie électronique, le nom de fichier doit être rapporté.
Puits d'observation et piézomètres à tuyau vertical	<ul style="list-style-type: none"> • profondeur jusqu'à l'eau depuis le sommet du tube ; • hauteur du sommet du tube ; • hauteur du terrain adjacent au tuyau vertical ; • épaisseur totale du remblai mis en œuvre ; • hauteur de la surface piézométrique ; • changement de la hauteur de la nappe phréatique par rapport à la valeur de base et précédente.

Instrument	Données requises
piézomètre hydraulique à double tube, pneumatique et à fil vibrant	<ul style="list-style-type: none"> • relevés de pression d'eau ; • hauteur du terrain adjacent au tuyau vertical ; • épaisseur totale du remblai mis en œuvre ; • hauteur de la pointe de piézomètre au moment de sa construction ; • tassement estimé ou mesuré de la pointe du piézomètre ; • hauteur de la charge d'eau ajustée pour tenir compte du tassement de la pointe de piézomètre et, si nécessaire, pression barométrique ; • changement de la charge d'eau par rapport à la valeur de base et précédente.

7.9.9.5 Présentation visuelle des données d'instrumentation

De grandes quantités de données peuvent être générées à partir de l'instrumentation. Ces données sont généralement plus facilement évaluables visuellement, sous forme de graphiques. Le changement de la réponse d'instrument se fera en réaction au changement d'un facteur, par exemple la pose du remblai, la consolidation du sol ou des changements du niveau d'eau externe. En cas de variables associées agissant au même endroit, elles peuvent être présentées sous formes de graphes combinés sur une feuille pour permettre l'évaluation visuelle de leur interdépendance.

Pour faciliter l'évaluation visuelle directe et la comparaison des résultats d'autres instruments, il est utile d'adopter une échelle commune pour l'axe (temps, hauteur, profondeur, pression, etc.).

Le tableau 7.180 présente quelques exemples types de graphes de données pouvant être préparés pour les formes d'instrumentation courantes.

Tableau 7.180 Graphes de données d'instrumentation types

Instrument	Graphes de données types
Repère de déplacement	<ul style="list-style-type: none"> • fléchissement depuis la prise du relevé de base sur l'axe critique relatif à la géométrie de la digue en fonction du temps ; • profil de déplacement dans l'espace x-y depuis la prise du relevé de base.
Repère de tassement	<ul style="list-style-type: none"> • tassement en fonction du temps.
Jauge de tassement à tige, points de tassement de subsurface et cellule de tassement	<ul style="list-style-type: none"> • épaisseur de remblai et tassement de plaque de jauge ou ancrage en fonction du temps.
Extensomètre magnétique	<ul style="list-style-type: none"> • épaisseur de remblai et tassement de chaque aimant cible en fonction du temps.
Inclinomètre	<ul style="list-style-type: none"> • profil de mouvement horizontal du tube d'accès par rapport au relevé de base en fonction de la profondeur ; • épaisseur du remblai et mouvement horizontal maximum par rapport aux relevés de base en fonction du temps ; • angle d'inclinaison/rotation du tube d'accès par rapport au relevé de base en fonction de la profondeur.
Puits d'observation et piézomètres piézomètre hydraulique à double tube, pneumatique et à câble vibrant	<ul style="list-style-type: none"> • hauteur de surface piézométrique en fonction du temps ; • hauteur de surface piézométrique en fonction de la hauteur du niveau d'eau externe ; • épaisseur du remblai et changement de la charge d'eau en fonction du temps.
Autres graphes	<ul style="list-style-type: none"> • tassement(s) au niveau de la ligne centrale de l'axe des y en fonction du mouvement horizontal au pied de la digue (δ) normalisé par rapport au tassement de la ligne centrale (soit $[(\delta/s)]$ sur l'axe des x, cf. figure 7.57) ; • changement de la charge d'eau par rapport au relevé de base (ou excès de la pression d'eau interstitielle) en fonction de la charge appliquée par rapport au remblai (cf. figure dans le tableau 7.56).

7.9.9.6 Types d'instrumentation

Cette section fournit une description des divers types d'instrumentation disponibles applicables aux digues. L'accent porte essentiellement sur les déplacements et les pressions d'eau interstitielle.

Les formes d'instrumentation disponibles sont considérées selon :

- ce que l'instrumentation sert à mesurer ;
- comment la réponse est mesurée ;
- comment les mesures sont prises, transmises et stockées.

L'instrumentation et les techniques de contrôle conventionnelles sont présentées en premier. Ce sont des formes d'instrumentation éprouvées, largement utilisées et très utiles.

Les progrès en matière de systèmes électroniques et de communication permettent de répondre toujours mieux aux besoins du secteur de l'instrumentation. Certains sont potentiellement bénéfiques pour contrôler les digues. Ces nouvelles technologies seront brièvement abordées et un historique de cas illustrant leur application est présenté.

Déplacement et déformation

La forme de contrôle la plus simple à tout stade du cycle de vie de la digue passe par les inspections visuelles réalisées de routine ou périodiques (cf. section 5.4). Les paramètres pouvant être évalués sont relativement limités, car ils se fondent sur les observations visuelles du système de digue, les caractéristiques de surface et l'environnement adjacent. Ces inspections décrivent le comportement visuel et les changements au fil du temps au niveau de la surface du système de digue. Des observations critiques sont souvent réalisées lors d'une crue quand la digue est fortement chargée. L'un des inconvénients fondamentaux du contrôle visuel tient au fait que la période entre deux observations peut être longue et que ces dernières sont limitées aux caractéristiques et réponses de surface.

L'instrumentation installée pour contrôler déplacements et déformations est utile du fait qu'elle procure des preuves quantitatives concernant le tassement, le début d'instabilité des talus, le glissement de la digue, etc., qui peuvent signifier des problèmes quant à l'intégrité de la digue. La section 7.7.2 prend en compte certains critères de contrôle en rapport avec les modes de rupture et de détérioration. Lors de la construction de digues sur des fondations meubles, le contrôle des déplacements et des pressions d'eau interstitielle peut servir à évaluer l'apparition d'une instabilité (cf. section 7.7.4).

Les méthodes types utilisées pour contrôler déplacements et déformations incluent les méthodes de sondage exposées à la section 7.9.1 et la forme d'instrumentation suivante détaillée aux tableaux 7.181 à 7.187.

Tableau 7.181 Repères de déplacement/tassement de surface

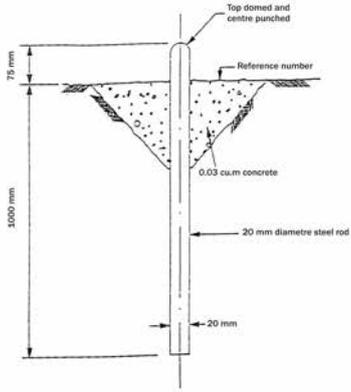
Ce qui est mesuré	Mouvement vertical (tassement total) et déplacement latéral au niveau d'un point de surface unique		
Comment la mesure est effectuée	Mesures prises périodiquement (manuellement) par des techniques de sondage		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
 <p>(source : CH2M Hill)</p>	<ul style="list-style-type: none"> tige en acier introduite dans le terrain et entourée de béton pour renforcer la stabilité ; le sommet de la tige peut être bombé, plat ou comporter un capuchon métallique pour procurer un point de référence de sondage ; positionner à l'écart de l'interférence directe des activités du site ou protection fournie ; conception, installation et méthode de contrôle simples. 	<ul style="list-style-type: none"> contrôle des tassements de surface et des déplacements horizontaux sur le profil de digue et le terrain adjacent ; des variantes peuvent être imbriquées dans des structures associées à la digue pour contrôler tassements et déplacements horizontaux. 	<ul style="list-style-type: none"> relevés pris à des intervalles de temps séparés ; exactitude et précision dépendent ; de la méthode de sondage ; peut être perturbé par des activités du site ou publiques. La perturbation peut ne pas être visuellement manifeste au moment du sondage ; l'emplacement doit être accessible pour des méthodes de sondage optiques.
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> uniquement applicable pour mesurer le tassement de surface total et le déplacement latéral à un emplacement où aucun nouveau remblai ne sera posé. 			

Tableau 7.182 Jauge de tassement à tige

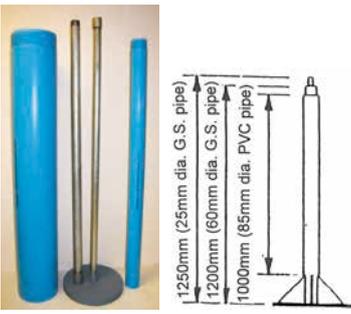
Ce qui est mesuré	Mouvement vertical absolu (tassement total) à un emplacement unique et une profondeur de référence		
Comment la mesure est effectuée	Mesures prises périodiquement (manuellement) par des techniques de sondage		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
 <p>(source : Geosense et CH2M Hill)</p>	<ul style="list-style-type: none"> plaque d'assise en acier (0,5 à 1 m²) avec tige/tuyau fixé(e) au centre (généralement en acier) ; placé sur le terrain avant le remblayage ; sections de tuyau rallongées à mesure que le remblai est élevé ; relevés de sondage de niveau pris sur la tête du tuyau et le terrain adjacent. 	<ul style="list-style-type: none"> mesure de l'épaisseur du remblai, ce qui peut permettre d'évaluer la quantité de remblai posé ; mesure du tassement en dessous de la plaque d'assise, généralement le niveau du terrain d'origine. 	<ul style="list-style-type: none"> facilement endommagé par le matériel de terrassement ; le tuyau doit rester vertical ; matériel manuel servant à compacter le remblai autour de la jauge ; relevés pris à des intervalles de temps séparés ; exactitude et précision dépendant de la méthode de sondage.
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> uniquement applicable lorsqu'un nouveau remblai doit être posé au-dessus d'une surface existante, et n'est donc pas approprié pour les digues existantes, hormis dans le cas où une digue existante doit être rehaussée ou élargie à l'aide de plus de matériau de remblai. 			

Tableau 7.183 Point de tassement de subsurface : Ancre Borros, ancre en spirale ou à pied fixe

Ce qui est mesuré	Mouvement vertical absolu (tassement total) à un emplacement unique et une profondeur de référence		
Comment la mesure est effectuée	Mesures prises périodiquement (manuellement) par des techniques de sondage		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
 <p>(source : Geosense)</p>	<ul style="list-style-type: none"> installé juste en dessous de la base du trou de forage et peut être rallongé lors du remblayage ; un/des tuyau(x) ascendant(s) interne(s) se prolonge(nt) via le tuyau extérieur vers la surface ; relevé de sondage pris sur la tête de tuyau et le terrain adjacent ; le tuyau interne est ancré dans le sol soit via une ancre de type « Borros » – trois volets extensibles, ancre à vis hélicoïdale ou ancre scellée (à pied fixe) ; simplicité de la conception et de la méthode de contrôle. 	<ul style="list-style-type: none"> contrôler le tassement en profondeur au sein de la digue des sols de fondation sous-jacents ; contrairement à la jauge de tassement à tige, il peut être installé à une profondeur cible pendant ou après la construction ; une variété de tuyaux peuvent être ancrés à différentes profondeurs pour mesurer les différences de tassement et de compressibilité à travers un profil de sol. 	<ul style="list-style-type: none"> facilement endommagé par des activités de construction ; la section de tuyau doit être maintenue à la verticale ; du matériel de compactage manuel doit être utilisé pour compacter le remblai autour du tuyau ; relevés pris à des intervalles de temps séparés par des techniques de sondage manuelles ; exactitude et précision dépendent de la méthode de sondage.
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> sert à contrôler le tassement au sein et en dessous d'une digue existante ou lors de travaux de construction 			

Note

Un dispositif similaire (extensomètre de tassement) emploie une tête de capteur spéciale installée au sommet de l'unité pour mesurer le déplacement relatif entre la tête et l'extrémité ancrée de la tige. Plusieurs tiges peuvent être logées dans la même unité pour mesurer les déplacements relatifs entre la tête d'ancre (généralement installée à la surface du terrain) et les tiges ancrées à diverses profondeurs. Utile pour mesurer les variations de tassement en profondeur, là où la compressibilité des matériaux de subsurface change.

Tableau 7.184 Cellule de tassement

Ce qui est mesuré	Le tassement vertical à un emplacement unique sur une surface à couvrir par du matériau de remblai		
Comment la mesure est effectuée	Charge de pression dans la cellule reliée par un tube rempli de liquide à un réservoir de mesure au-dessus du terrain		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
<p>(source : Geosense)</p>	<ul style="list-style-type: none"> un transducteur mesure la charge de pression de la colonne de liquide dans la cellule ; réservoir situé au-dessus du terrain, hors de l'influence de la zone de tassement ; changement de la charge de pression servant à déterminer le tassement ; la cellule et le tube peuvent être protégés en les installant dans une tranchée peu profonde. 	<ul style="list-style-type: none"> mesure de tassement en dessous de la cellule (généralement le niveau du terrain d'origine), mais sans sondage direct requis ; là où l'accès est restreint pendant ou après la construction, car le réservoir peut être placé en dehors de la zone de travail ou à des endroits où peuvent se poser des questions de santé et de sécurité postconstruction. 	<ul style="list-style-type: none"> selon l'application et la précision requises, les changements de température et de pression atmosphérique peuvent devoir être pris en compte et une correction appliquée au relevé.
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> équivalente à une jauge ou un point de tassement à tige, mais peut être contrôlé à distance depuis l'emplacement de mesure. 			

Tableau 7.185 Extensomètre magnétique

Ce qui est mesuré	Tassement vertical à plusieurs endroits sur le profil du sol		
Comment cela est mesuré	Mesures de profondeur prises en introduisant une sonde dans le tube, qui répond aux cibles se déplaçant verticalement avec la colonne du sol		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
<p>(source : Geosense)</p>	<ul style="list-style-type: none"> peut revêtir deux formes : (a) gaine annelée autour du tubage avec anneaux de détection intégrés selon un espacement uniforme, ou (b) tuyau en plastique avec raccords télescopiques et aimants araignées indépendants installés aux profondeurs requises ; installé et scellé dans le trou de forage ; fond du tube (aimant de base) situé en dessous de couches compressibles ; sections et aimants supplémentaires ajoutés pour rehausser le tubage au fur et à mesure de l'élévation du remblai. 	<ul style="list-style-type: none"> détermination des tassements le long d'un profil de sol et compression ou déformation verticale entre des aimants cibles ; des anneaux de détection de diamètre supérieur et des aimants cibles peuvent être installés autour du logement de l'inclinomètre (cf. tableau 7.186) pour former un instrument combiné ; mis en rapport avec la hauteur du site en sondant le sommet du tuyau. 	<ul style="list-style-type: none"> facilement endommagé par des activités de construction ; du matériel de compactage manuel doit être utilisé pour compacter le remblai autour de l'instrument ; relevés pris à des intervalles de temps séparés par profilage manuel direct du personnel sur site ; la consistance du coulis d'injection doit être compatible avec la consistance du sol environnant.
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> lorsqu'une épaisseur notable de nouveau remblai doit être posée au-dessus d'une surface existante dans le cas de nouvelles digues ou quand une digue existante doit être rehaussée, élargie ou réparée ; contrôler et quantifier le tassement vertical continu en profondeur sur une digue existante. 			

Tableau 7.186 **Inclinomètres**

Ce qui est mesuré	Déplacements latéraux orthogonaux à plusieurs endroits sur le profil du sol		
Comment la mesure est effectuée	Mesure l'inclinaison du tubage <i>via</i> une sonde à roues qui circule le long de guides dans le tubage et possède une longueur de jauge fixe. Les relevés sont pris à intervalles de profondeur fixes, généralement égaux à la longueur calibrée de la sonde, et intégrés sur toute la profondeur du tubage		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
 <p>(source : Geosense)</p>	<ul style="list-style-type: none"> le tubage comporte deux kits de guides de roues opposés qui maintiennent l'orientation de la sonde ; relevés pris le long de guides orthogonaux à intervalles fixes depuis le fond du tubage ; tubage installé et scellé dans le trou de forage fond du tubage installé à une profondeur où aucun mouvement n'est escompté (fixe) ; l'unité de lecture peut stocker des données pouvant être téléchargées sur un ordinateur pour le traitement. 	<ul style="list-style-type: none"> sert à contrôler les déplacements latéraux orthogonaux, généralement le long et perpendiculairement à l'alignement de la digue, au sein et au pied de la digue ; les données peuvent afficher des zones potentielles de mouvement latéral et de déformation, lesquelles peuvent procurer une indication du développement de surfaces de glissement/plans de rupture, ainsi que contrôler le taux de mouvement horizontal. 	<ul style="list-style-type: none"> tubage facilement endommagé par les activités de construction ; la section de tuyau d'accès doit être maintenue à la verticale avec des guides de roue alignés le long de l'axe de mesure ; le matériel de compactage manuel doit servir à compacter le remblai autour du tubage ; relevés pris à des intervalles de temps séparés par profilage manuel du personnel sur site ; la consistance du coulis d'injection doit être compatible avec la consistance du sol environnant ; les boîtiers en aluminium peuvent rouiller dans les sols agressifs (tourbe).
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> déplacement latéral au pied de la digue où une épaisseur notable de remblai doit être posée, dans le cas d'une nouvelle digue, ou lorsqu'une digue existante doit être significativement rehaussée ou élargie pour assister le contrôle de la stabilité ; contrôler le déplacement latéral (fluage) au niveau d'une digue existante. 			

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 7.187 **Inclinomètre**

Ce qui est mesuré	Rotation autour d'un axe unique à un emplacement unique		
Comment la mesure est effectuée	Mesure le changement d'inclinaison d'une structure rigide		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
<p>Inclinomètre et lecture</p>  <p>Inclinomètre installé sur un support fixé à un mur anticrue en béton</p>  <p>(source : Scott Raschke)</p>	<ul style="list-style-type: none"> il existe divers types de capteur pour s'adapter à une vaste possibilité d'inclinaisons et de précisions ; un logement étanche est solidement fixé à la structure ; l'unité de lecture sert à obtenir des données ; le système peut être configuré pour transmettre automatiquement des données vers un emplacement distant. 	<ul style="list-style-type: none"> sert à contrôler le changement d'inclinaison ou de rotation d'une structure des données peuvent être acquises à l'endroit de l'installation ; si la structure est « flexible », de sorte que l'inclinaison varie le long de la structure, un profil continu peut être obtenu en installant plusieurs inclinomètres. Autrement, envisager de fixer un boîtier d'inclinomètre sur la façade de la structure. 	<ul style="list-style-type: none"> mesure uniquement l'inclinaison à un endroit unique, contrairement à l'inclinomètre, qui capture le changement vertical sur l'ensemble d'un profil ; lors de l'installation d'un inclinomètre (ou boîtier d'inclinomètre) sur une surface exposée, il faut faire attention au risque d'impacts physiques et à l'agressivité du climat ou à d'autres variables environnementales.
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> peut être installé sur une structure de digue (comme un mur anticrue) pour contrôler la rotation. 			

Pression d'eau interstitielle (piézométrie)

Les pressions d'eau interstitielle sont utiles pour évaluer la stabilité d'une digue, pendant la construction ou lorsque des travaux d'amélioration sont entrepris ou encore lors de périodes de charge hydraulique élevée.

L'instrumentation installée pour surveiller les pressions d'eau interstitielle peut servir à évaluer différents facteurs et déterminer la réponse de la digue et des sols de fondation aux changements de charge hydraulique et de précipitations. Ce sont :

- définir le débit des eaux souterraines ;
- comprendre les infiltrations à travers et sous les digues ;
- quantifier les pressions de soulèvement côté terre lors d'une période de charge hydraulique (cf. figure 8.84 et section 9.7) ;
- mettre en place un contrôle du rythme de construction lors de la conduite de travaux de digue sur des sols meubles et compressibles (cf. section 7.7.4).

Les tableaux 7.188 à 7.192 présentent des méthodes types pour évaluer les pressions d'eau interstitielle.

Avertissement

Cette section et l'encadré 7.38 font référence à l'installation de piézomètres dans un trou de forage entièrement scellé, c'est-à-dire que la pointe du piézomètre est encastrée dans le sol au lieu d'être placée dans une cellule de sable entre des bouchons de bentonite, qui scellent la cellule de sable au sein d'une section définie de profil du terrain. Une attention particulière doit être portée à l'adéquation de la technique entièrement scellée aux conditions prédominantes du terrain et pour s'assurer que les résultats souhaités du programme de contrôle seront atteints.

Tableau 7.188 Puits d'observation

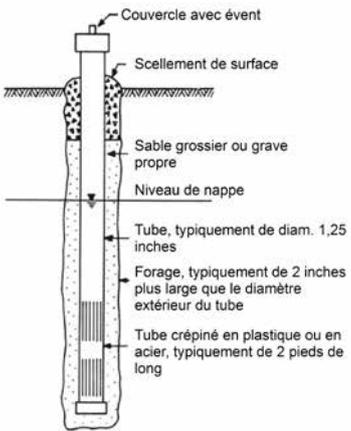
Ce qui est mesuré	Niveau d'eau statique mesuré dans un tuyau crépiné installé dans un trou de forage		
Comment la mesure est effectuée	Mesures prises en introduisant un indicateur de niveau d'eau attaché (pendagemètre) dans le tuyau ascendant, qui réagit au contact de l'eau		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
 <p>(source : USACE)</p>	<ul style="list-style-type: none"> installé dans un trou de forage ; tuyau perforé installé dans une zone comblée de sable placée dans le trou de forage autour du tuyau ; niveau d'eau statique déterminé en abaissant un capteur électronique fixé sur un câble calibré le long du tuyau. L'unité de surface émet une tonalité audible au contact de l'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> simple conception et méthode de contrôle ; niveau d'eaux souterraines statiques ; niveaux d'eaux souterraines transitoires dans les sols à forte perméabilité ; contrôler la réponse des eaux souterraines dans les sols à forte perméabilité aux variations de charge hydraulique. 	<ul style="list-style-type: none"> peut créer un lien vertical entre les strates le niveau d'eau peut ne pas être représentatif de la nappe phréatique statique, par exemple dans le cas d'une nappe phréatique perchée ; facilement endommagé par des activités de construction ; relevés pris à intervalles de temps séparés par le personnel sur site ; temps de réponse lents dans les sols à faible perméabilité.
Intérêt pour les digues	<ul style="list-style-type: none"> forme la plus simple de système de contrôle du niveau des eaux souterraines. Non recommandé en général pour tout contrôle autre que le contrôle à court terme dans des sols uniformes à perméabilité relativement élevée. 		

Tableau 7.189 Piézomètre à tuyau vertical

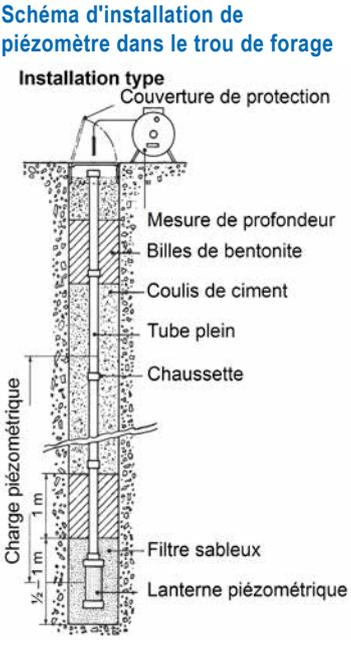
Ce qui est mesuré	Niveau d'eau statique à une profondeur donnée définie par la taille de la zone de réponse formée par une poche de sable dans laquelle la pointe est installée		
Comment la mesure est effectuée	Mesures prises en introduisant un indicateur de niveau d'eau attaché (pendagemètre) dans le tuyau ascendant, qui réagit au contact de l'eau		
Informations générales Pointe de piézomètre en céramique  Pointe de piézomètre à percement  Schéma d'installation de piézomètre dans le trou de forage  (source : Geosense)	Méthode <ul style="list-style-type: none"> installé dans un trou de forage - filtre (généralement en céramique ou en plastique) fixé à un support éleveur en PVC (tuyau vertical) ; filtre installé au sein d'une poche de sable, puis scellé au-dessus et, au besoin, en dessous d'un joint en bentonite pour limiter la zone de réponse ; les joints en bentonite éliminent le problème de connectivité verticale associé aux puits d'observation ; une variante possède un filtre protégé et un support éleveur pour pouvoir être introduit ou enfoncé dans le sol meuble sans cellule de sable ; niveau d'eau statique déterminé en insérant un indicateur de niveau d'eau conforme au puits d'observation (cf. tableau 7.188). 	Application <ul style="list-style-type: none"> simple conception et méthode de contrôle ; niveaux d'eaux souterraines constants ; niveaux d'eaux souterraines transitoires dans les sols à forte perméabilité ; contrôler la réponse des eaux souterraines dans les sols à forte perméabilité aux variations de charge hydraulique ; la variante à percement peut être abordable et rapide à installer pour une évaluation initiale. 	Limitations <ul style="list-style-type: none"> facilement endommagé par des activités de construction ; relevés pris à intervalles de temps séparés par le personnel sur site ; délai de réponse lent dans les sols à faible perméabilité - le délai de réponse dans les sols à forte perméabilité peut être contrôlé par la perméabilité du filtre ou de la cellule de sable, car elles peuvent être inférieures au sol dans lequel il/elle est installé(e) ; risque de « court-circuits » hydrauliques entre les cellules de sable où plusieurs installations sont incluses dans un trou de forage ; la variante à percement peut être endommagée et la zone de réponse être au-dessus de la longueur de filtre.
Intérêt pour les digues <ul style="list-style-type: none"> fournit la mesure de la pression d'eau interstitielle sur un intervalle de profondeur distinct prédéterminé à un emplacement. Plusieurs installations à diverses profondeurs peuvent être requises pour évaluer la répartition de la pression d'eau interstitielle <i>in situ</i>. 			

Tableau 7.190 Piézomètre hydraulique à double tube

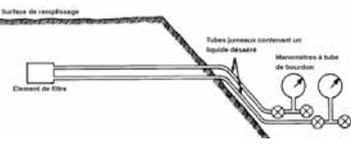
Ce qui est mesuré	La pression interstitielle au niveau de l'élément de filtre ou sur un intervalle de profondeur distinct défini par l'envergure de la zone de réponse formée par une poche de sable où la pointe est installée		
Comment la mesure est effectuée	Élément de filtre poreux raccordé à deux tubes, avec chaque extrémité fixée à une jauge de pression à tube Bourdon, un manomètre ou une jauge de pression électrique		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
 <p>(source : USACE)</p>	<ul style="list-style-type: none"> les tubes sont remplis de liquide ; si aucun gaz n'est présent, les relevés du manomètre seront identiques sur les deux jauges ; si les pressions ne sont pas identiques, du gaz est présent dans le liquide et le système doit être purgé avec du liquide désaéré. 	<ul style="list-style-type: none"> placer dans les trous de forage ou le remblai de la digue lors de la construction ; réponse relativement rapide au changement au niveau de la pression d'eau interstitielle dans les sols à faible perméabilité ; construction, simple et robuste, qui peut être facilement entretenue ; contrôle à long terme. 	<ul style="list-style-type: none"> par temps froid, utiliser de l'antigel ou protéger du froid ; utiliser un tubage robuste qui ne se détériorera, ni ne fuira pas avec le temps ; une purge périodique peut être requise pour désaérer le liquide, notamment dans les sols organiques ; délai de réponse rallongé en cas de gaz dans le liquide.
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> peut être installé dans un trou de forage pour contrôler la pression d'eau interstitielle dans un sol de fondation ou au sein du matériau de remblai de la digue lors de la construction. Adapté pour les programmes de contrôle à long terme. 			

Tableau 7.191 Piézomètre pneumatique

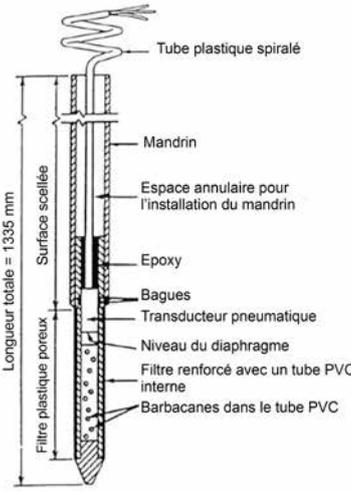
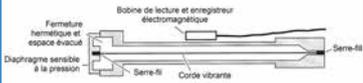
Ce qui est mesuré	La pression interstitielle au niveau de l'élément de filtre ou sur un intervalle de profondeur distinct défini par l'envergure de la zone de réponse formée par une poche de sable où la pointe est installée		
Comment la mesure est effectuée	Diaphragme flexible au-dessus du filtre avec transducteur pneumatique pour mesurer la pression interstitielle		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
 <p>(source : USACE)</p>	<ul style="list-style-type: none"> peut être installé dans des trous de forage ou enfoncé dans un terrain meuble ; la sonde inclut un filtre, un diaphragme et un transducteur ; les installations du trou de forage peuvent être entièrement scellées en place ou posées au sein d'un filtre de sable avec un joint en bentonite (cf. section 7.9.9.11 et encadré 7.38) ; principe de fonctionnement relativement simple. La seule partie mobile est le diaphragme flexible dans le transducteur pneumatique. 	<ul style="list-style-type: none"> peut être installé dans des sols de fondation meubles pour contrôler les pressions interstitielles lors de la construction ; réponse relativement rapide au changement de pression d'eau interstitielle dans les sols à faible perméabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> relevés pris manuellement à l'endroit d'installation ; peut exiger une « purge des tubes » en cas de relevés irréguliers causés par l'humidité ou les débris dans les tubes ; le filtre ne peut pas être désaéré après l'installation.
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> peut servir à contrôler la pression interstitielle pour évaluer l'infiltration et les réponses des sols de fondation aux activités de construction. 			

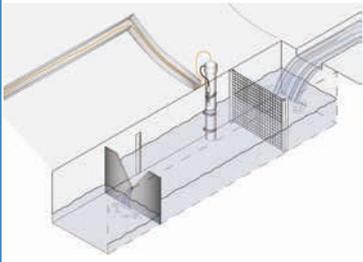
Tableau 7.192 Piézomètre à corde vibrante

<p>Ce qui est mesuré</p>	<p>Le niveau/les pressions d'eau statiques et transitoires à un intervalle de profondeur distinct donné par l'envergure de la zone de réponse formée par une poche de sable où la pointe est insérée</p>		
<p>Comment la mesure est effectuée</p>	<p>Mesure de la fréquence de vibration d'un câble. Les changements de fréquence correspondent à un changement de la pression d'eau interstitielle. Mesures prises à l'aide d'une unité de lecture ou d'un enregistreur de données raccordé(e) à un transducteur via un câble de données. Compatible avec des systèmes téléométriques de transmission de données</p>		
<p>Informations générales</p> <p>Transducteur de piézomètre à fil vibrant</p>  <p>Piezomètre à fil vibrant</p>  <p>(source : Geosence)</p>	<p>Méthode</p> <ul style="list-style-type: none"> la sonde inclut un transducteur à filtre et à corde vibrante qui convertit la pression de l'eau en signal ; les piézomètres à corde vibrante standard ne peuvent pas être désaérés, mais une variante est disponible, pouvant, elle, être désaérée ; l'installation du trou de forage peut être entièrement scellée en place (cf. section 7.9.9.11) ou posée avec un filtre de sable et un joint en bentonite ; pour un système « entièrement scellé », sonde placée à une profondeur définie en la fixant à un tuyau de coulis sacrificiel ; les relevés peuvent être pris automatiquement via un enregistreur de données. 	<p>Application</p> <ul style="list-style-type: none"> les câbles peuvent être enfouis de sorte que les relevés de données puissent être pris à un emplacement central accessible, à l'écart des travaux ; compatible avec les systèmes téléométriques de transmission de données ; mesure des pression d'eau interstitielle transitoire dans des sols à faible perméabilité, car un délai de réponse rapide peut être obtenu ; dans un système entièrement scellé, plusieurs piézomètres peuvent être installés par fixation de plusieurs à diverses profondeurs à un tuyau de coulis sacrifié. 	<p>Limitations</p> <ul style="list-style-type: none"> besoin de prendre en compte l'interférence pouvant affecter le signal des longs chemins de câble ; dans un système entièrement scellé, la conception du coulis d'injection doit être compatible avec la perméabilité du terrain ; garantir la saturation à long terme du filtre peut s'avérer problématique dans les sols organiques enclins à former des gaz du sol, ce qui affectera le délai de réponse. Dans ces circonstances, envisager la variante pouvant être désaérée.
<p>Intérêt pour les digues</p> <ul style="list-style-type: none"> donne la pression d'eau interstitielle à un(e) profondeur/emplacement unique. Dans un système entièrement scellé, une série de piézomètres « nichés » peut être installée dans un trou de forage pour contrôler le profil de la pression d'eau interstitielle. 			

Débit de fuite

Il est intéressant d'évaluer l'infiltration, celle-ci pouvant affecter les performances de la digue. L'étendue des effets dépend du taux d'infiltration et de la turbidité de l'eau, qui renseignent sur le volume de matériau pouvant être extrait ou circulant dans la digue ou les sols de fondation. Contrôler l'infiltration peut simplement passer par recueillir l'eau d'infiltration dans un conteneur de volume connu et calculer le temps nécessaire au remplissage du conteneur. La turbidité peut aussi être contrôlée visuellement pour l'évaluation qualitative des changements. il est enfin possible d'évaluer le taux d'infiltration et la turbidité en détournant l'écoulement pour qu'il passe au-dessus d'une simple cloison de barrage (cf. tableau 7.193).

Tableau 7.193 Cloison de barrage

Ce qui est mesuré	Taux d'infiltration. L'eau collectée peut servir à évaluer visuellement les changements de turbidité		
Comment la mesure est effectuée	Fondé sur des principes hydrauliques et la géométrie de la cloison de barrage.		
Informations générales	Méthode	Application	Limitations
 <p>(source : itmsoil.com)</p>	<ul style="list-style-type: none"> l'écoulement est dévié au-dessus d'un barrage selon une géométrie spécifique ; la hauteur d'eau au-dessus du barrage est mesurée et le débit est évalué en fonction de principes hydrauliques et de la géométrie du barrage. 	<ul style="list-style-type: none"> système relativement simple, fiable et bon marché. 	<ul style="list-style-type: none"> doit permettre de dévier adéquatement l'écoulement vers le barrage ; le risque de turbidité peut être dû à l'érosion du canal de déviation ; exige un observateur à l'emplacement de contrôle ; personnel expérimenté requis pour contrôler l'infiltration susceptible de se former dans les tuyaux et risquant d'entraîner la rupture de la digue.
Intérêt pour les digues			
<ul style="list-style-type: none"> sert à évaluer le débit d'infiltration et à observer visuellement la turbidité. 			

Charge et contrainte totale

L'instrumentation installée pour contrôler la charge et la contrainte totale, surtout si elle s'accompagne d'une compréhension de la répartition de la pression d'eau interstitielle, amène une vue plus exhaustive des contraintes au niveau d'une digue et des sols de fondation. Ces informations peuvent s'avérer utiles pour évaluer la stabilité d'une digue, nouvelle comme existante. Parmi les méthodes types permettant d'évaluer la charge et la contrainte totale figurent :

- les cellules de pression du sol par contact ;
- les cellules de pression par enfoncement.

Les cellules de pression ne sont pas couramment utilisées dans les digues et il faut consulter les informations des fabricants en cas d'utilisation.

Température

Le contrôle de température sur les digues peut s'avérer bénéfique pour plusieurs raisons :

- elle peut causer des dégâts ou affecter la performance des systèmes structurels, électriques et mécaniques. Cela peut inclure le gel des portes et valves, le gonflement dû au gel, et des dégâts occasionnés au béton en raison d'une génération de chaleur excessive lors du séchage ;
- elle affecte également le fonctionnement des transducteurs utilisés dans les systèmes d'instrumentation, de sorte qu'il peut s'avérer nécessaire de contrôler la température de l'installation pour veiller à ce qu'elle fonctionne dans les limites environnementales autorisées de l'instrument ;
- l'étude des températures au sol peut s'avérer utile pour localiser d'éventuels chemins d'infiltration, car le débit d'eau les modifie. La température d'infiltration peut aussi s'avérer utile pour tracer la source de l'infiltration.

Parmi les méthodes types utilisées pour évaluer la température du sol/des eaux souterraines figurent :

- l'imagerie thermique ;
- les sondes de température ;
- les systèmes de contrôle distribués.

7.9.9.7 Instrumentation et technologies de contrôle nouvelles et en devenir

Les progrès en électronique et dans les technologies associées, notamment du côté de la communication, ont conduit à de nouvelles avancées en matière d'instrumentation et de capacité à automatiser la collecte et la transmission de données. Bien que les nouvelles technologies soient généralement plus chères au départ que les plus anciennes, les coûts sont généralement compensés par le besoin d'entretien réduit, ainsi que par la facilité d'utilisation et l'automatisation. De même, les coûts baissent généralement à mesure que s'élève la demande et que progressent les technologies de fabrication. Souvent, les coûts matériels plus élevés sont compensés par la hausse de l'efficacité, la résistance et les coûts de contrôle réduits du fait de l'automatisation de la collecte et de la transmission des données. Un accent plus marqué a toujours été placé sur l'intégration de divers types d'instrumentation, comme les inclinomètres, piézomètres et capteurs de température ou les systèmes à fibre optique, dans un cluster ou une unité à simple installation. L'intégration de divers systèmes de détection procure un ensemble de données variées, qui peut conduire à de meilleures informations à un coût réduit. Bien que l'adoption de tels systèmes intelligents d'instrumentation et de contrôle de digue ne soit pas encore répandue, ils restent très prometteurs et commencent lentement à être mis en place, non seulement sur les sections de test de digue expérimentales, mais aussi sur un certain nombre de digues dans plusieurs pays. Ces systèmes promettent un contrôle en temps réel des données pour évaluer la performance des digues et aider à l'identification de ruptures potentielles avant qu'elles ne surviennent, *via* la comparaison des données avec des niveaux de déclenchement prédéfinis. Ainsi, ils peuvent fournir une alerte plus précoce, permettant la mise en place de mesures d'urgence ou l'élaboration de stratégies ciblées pour lutter contre les crues.

Il est parfois difficile de décider où installer des capteurs discrets traditionnels pour procurer un système fiable de contrôle des digues. Toutefois, il arrive qu'une simple inspection visuelle permette de situer de façon évidente les points d'aptitude à l'usage. L'instrumentation discrète traditionnelle peut avoir une application limitée pour le contrôle de routine des digues. En effet, leur zone de mesure est limitée et ne permet pas de collecter des informations sur le comportement plus global du sol, tel qu'il serait possible de les obtenir avec l'installation d'un système d'instrumentation intégré (*cf.* section 7.9.9.9). Les capteurs distribués, comme les systèmes à fibre optique (*cf.* section 7.9.9.10) procurent aussi une couverture spatiale plus étendue de la digue *via* l'installation d'un câble à fibre optique continu unique. L'avantage d'une couverture de données plus vaste est qu'elle améliore considérablement la fiabilité d'identification des emplacements où la rupture a de grandes chances de survenir.

À mesure que le coût de l'instrumentation diminue de fait des améliorations en matière de technologie et de l'intégration de différents types de capteurs en un instrument, associé à des techniques facilement applicables pour l'acquisition et la transmission de données à distance en temps réel, les avantages des nouveaux systèmes commencent à l'emporter sur leur coût.

7.9.9.8 Progrès en matière de collecte, de transmission et de gestion des données

La récupération de données auprès de systèmes d'instrumentation discrets traditionnels passe parfois par la collecte, l'enregistrement, la réduction et l'interprétation manuels ; une approche qui comprend de nombreux inconvénients (laborieuse, elle donne lieu à des erreurs dans la transcription de valeurs de données, etc.), susceptibles d'avoir des répercussions considérables selon l'objectif du programme d'instrumentation et l'emplacement du projet. La présence du personnel sur le site où l'instrumentation est située peut être laborieuse et onéreuse, entraînant une réduction de la fréquence de relevé des mesures en dessous de celle qui serait optimale et diminuant considérablement les avantages pour le projet.

Les progrès en matière d'électronique et de technologies de communication ont été bénéfiques pour le contrôle de l'instrumentation à distance en temps réel. Ces systèmes reposent souvent sur la communication par Internet ou le réseau téléphonique mobile, qui sont devenus (plus ou moins) omniprésents. Beaucoup de systèmes de contrôle sont propriétaires, avec différents fabricants proposant des produits et systèmes similaires. Toutefois, les fabricants ont de plus en plus tendance à mettre en place des systèmes non propriétaires.

Des données en provenance de l'instrumentation peuvent être stockées sur des serveurs reliés à Internet (comme le *cloud*), lesquels sont accessibles depuis un ordinateur mis en réseau. Les applications logicielles pour téléphones mobiles et tablettes deviennent également plus fréquemment disponibles. Le développement de ces applications logicielles avec les dispositifs mobiles, ainsi que les applications logicielles sur navigateur ont rendu la visualisation et la gestion de données plus conviviales et accessibles. De nombreux systèmes procurent des moyens pratiques d'interagir avec les données, ainsi des seuils de déclenchement et des alarmes peuvent-ils être réglés pour se déclencher quand les données atteignent la limite prédéfinie pour un paramètre de performance donné.

7.9.9.9 Réseau de contrôle « discret » – instrumentation MEMS (systèmes micro-électromécaniques)

Des progrès voient le jour grâce aux nouveaux systèmes discrets à capteurs multiples (instrumentation intégrée), qui peuvent être déployés pour augmenter la couverture spatiale et réduire les limitations de systèmes non distribués. Ces nouveaux systèmes de détection sont souvent dénommés systèmes micro-électromécaniques (MEMS), lesquels désignent la technologie liée aux éléments mécaniques et électro-mécaniques miniaturisés fabriqués en un seul dispositif (Desrosiers *et al.*, 2012).

Les nouveaux systèmes ont bénéficié d'une réduction en termes de coût et de taille associés aux récents progrès technologiques. Outre la miniaturisation des capteurs, parmi les autres progrès figurent :

- l'incorporation de plusieurs capteurs dans une seule unité pouvant être installée pour mesurer divers paramètres (température, pression, déformation, etc.) à un seul emplacement, ce qui améliore l'utilité des données et réduit les coûts d'installation ;
- l'inclusion de microprocesseurs dans le capteur de manière à obtenir des flux de données numériques directement depuis le capteur sans convertisseur numérique-analogique (ADSC) externe ;
- la disponibilité de données continues en temps réel ;
- le développement de nouveaux outils logiciels pour la gestion de données, améliorant l'utilité des données pour le contrôle de digue ;
- la capacité à mettre en place une « chaîne en série » de capteurs, souvent reliés par un câble unique.

Le cadre d'intégration de systèmes de capteurs avec des composants informatiques (TI) pour parvenir à la gestion de données (systèmes matériels comme logiciels) a été décrit en tant que système « cyberphysique » intelligents (Kambar *et al.*, 2012). L'encadré 7.36 présente une description de deux systèmes propriétaires.

Encadré 7.36

Exemples de MEMS propriétaires

Les outils SAA (Measurand ShapeAccelArray) sont constitués de longs segments de 300 ou 500 millimètres reliés en série par des joints flexibles pour former une bobine ou une corde continue pouvant atteindre cent mètres de long. Chaque segment inclut trois accéléromètres MEMS et des capteurs de température numériques. Le système fournit un profil en 3D de déformation du sol, température et accélération (vibration) en temps réel, à la fois verticalement et horizontalement, selon l'axe d'installation. Le système peut aussi être combiné à des piézomètres ayant recours à un protocole de communication commun.

Source : www.measurandgeotechnical.com

Le système Geobeads (solutions d'alerte) combine plusieurs nœuds d'assemblage de détection sur un seul câble de bus en série. Chaque nœud d'assemblage peut contenir des éléments de détection pour contrôler la pression d'eau interstitielle, l'inclinaison et la température. Le système peut aussi être déployé selon une orientation verticale ou horizontale. La fréquence de mesure peut être définie par l'utilisateur.



Figure 7.79 **Outil SAA (Measurand ShapeAccelArray)**
(source : Measurand Inc)

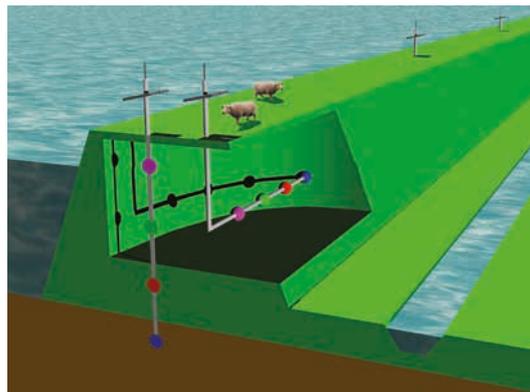


Figure 7.80 **Application du système de capteur Geobeads**
(source : alert solutions BV)

Source : www.urbanflood.eu

7.9.9.10 Contrôle « distribué » – instrumentation à fibre optique

Les progrès en matière de technologies de communication, qui reposent de plus en plus sur le câble à fibre optique pour la transmission de données, ont conduit au développement et à la commercialisation rapides des systèmes à fibre optique. En raison des hausses massives en termes de quantité et de qualité de production, les prix ont chuté de manière radicale. Dans un câble à fibre optique, les impulsions lumineuses parcourent un nœud transparent composé de verre (silice) ou de plastique, et contenu dans une couche de revêtement externe. Le revêtement affiche un faible taux de réfraction qui piège la lumière au sein du noyau, l'amenant ainsi à se refléter en continu le long du noyau. Un autre revêtement ou gaine externe protège le câble contre les dégâts. Le noyau à fibre optique mesure généralement entre dix et mille microns de diamètre, selon le matériau utilisé (verre contre plastique) et l'application. La lumière peut être transmise sur mille mètres environ, mais finira par se détériorer en raison des impuretés présentes dans le verre. Au besoin, les signaux peuvent être intensifiés pour compenser les pertes lorsque des longueurs supérieures sont requises.

Le câble à fibre optique peut fonctionner en tant que capteur car l'intensité lumineuse et la diffusion de la lumière au sein du câble sont directement affectées par de nombreux facteurs externes pertinents lors du contrôle d'une digue. Ces facteurs incluent généralement la déformation, la température, l'humidité et la pression. Ils peuvent servir à former un capteur réparti le long de la digue, qui surveillera le changement de ces facteurs et leur emplacement sur la longueur d'un câble unique. La résolution spatiale est généralement de l'ordre d'un mètre. En outre, plusieurs longueurs d'onde peuvent être utilisées afin que le capteur puisse être multiplexé pour contrôler différents paramètres. Cela leur procure un avantage considérable sur les systèmes d'instrumentation discrète traditionnels qui peuvent uniquement mesurer un seul paramètre à un emplacement et une profondeur (ou zone de réponse) uniques, à moins de recourir à plusieurs capteurs, ce qui augmente notablement les coûts comparés à un système à fibre optique distribué.

Parmi les applications les plus courantes d'un capteur à fibre optique pour les digues figure la mesure de la contrainte et de la température. La déformation est utile pour détecter les mouvements susceptibles d'indiquer un tassement dû, soit à la consolidation naturelle des sols de fondation, soit à la formation de vides issus de la tuyauterie, de terriers d'animaux, etc., ainsi que les mouvements provoqués par le début d'une rupture de talus. La variation de température a souvent été utilisée comme indicateur d'infiltration. Lorsque de l'eau est présente mais qu'il n'y a pas de mouvement (infiltration), le transfert de chaleur est lent et uniquement régi par la conduction. Lorsque de l'eau se déplace à travers le sol, le transfert de chaleur est plus rapide et est contrôlé par l'advection issue de la circulation de l'eau. Cette différence permet d'identifier des zones d'infiltration en fonction de mesures de température.

Des études pilotes ont été conduites sur des systèmes à fibre optique pour examiner leur efficacité dans la dispense d'un contrôle en temps réel des digues. Elles peuvent être intégrées dans les digues existantes et nouvelles. Pour les nouvelles digues, le câble à fibre optique peut être placé lors de la construction pour composer un réseau distribué continu le long de la digue à différentes hauteurs, tel qu'illustré à la figure 7.81. L'intégration d'un système à fibre optique en réseau similaire peut être complétée en installant le câble dans des tranchées peu profondes au sein de la digue.

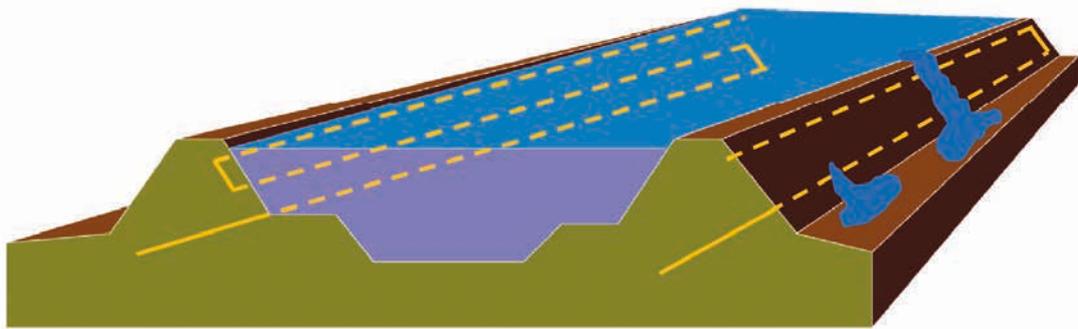
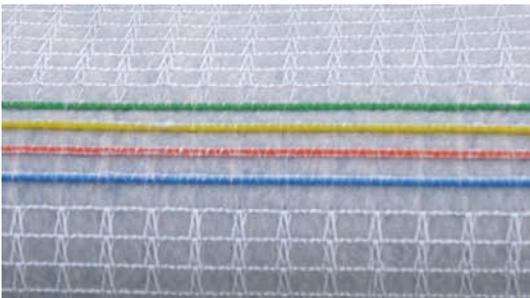


Figure 7.81 **Capteur à fibre optique distribué (illustré en orange) installé le long d'une digue**
(d'après Inaudi et Church, 2011)

Le câble à fibre optique peut aussi être intégré dans des matériaux géosynthétiques servant à renforcer les digues. L'encadré 7.37 en présente un exemple propriétaire.

Encadré 7.37	
Exemple de géotextile intelligent intégrant des câbles à fibre optique	
	<p>Les fabricants élaborent des « géotextiles intelligents » où le câble à fibre optique est tissé dans le matériau lors de sa fabrication. La fibre optique peut mesurer la déformation du géotextile dès 0,02 %, ainsi que la température selon une précision de 0,1 °C, pour une résolution spatiale comprise entre 0,5 et 1,0 mètre. L'ensemble du système se compose du géotextile à fibre optique, imbriqué d'un système d'acquisition et d'enregistrement des données ainsi que d'un logiciel d'alerte et de reporting.</p>
<p>Figure 7.82 Capteur géotextile avec quatre câbles à fibre optique (deux pour la température et deux pour la mesure de la déformation) (source : TenCate Geosynthetics)</p>	

7.9.9.11 Remblayage des emplacements d'instrumentation

Certaines formes d'instrumentation peuvent être intégrées lors de la construction de nouvelles digues (cellules de tassement, piézomètres hydrauliques à double tube, câbles à fibre optique et équivalents) ou sur la surface de terrain existante (jauges de tassement à tige) ou encore sur des structures existantes (clinomètres). Si des instruments sont installés lors de la construction, il faut prendre soin de ne pas les endommager et éviter de former une zone fragile par compactage inadéquat autour de l'instrument ou à cause d'autres points de construction. L'instrumentation des digues existantes peut parfois être placée dans des excavations peu profondes pouvant être remblayées avec des matériaux similaires en composition à la digue existante, et selon un degré de compactage égal ou supérieur à la digue existante.

Lorsque des instruments doivent être installés dans des trous de forage, le premier point à traiter consiste à atténuer le potentiel de fracture hydraulique (*cf.* section 7.7.3) de la digue ou des sols de fondation, ce qui peut avoir une incidence défavorable sur la performance de la digue. Le second point consiste à remblayer le trou de forage avec du matériau pour garantir le bon fonctionnement de l'instrumentation tout en maintenant l'aptitude à l'usage de la digue.

Les coulis d'injection ciment-bentonite sont couramment utilisés pour remblayer les trous de forage. Les fabricants ont généralement des mélanges d'essai recommandés en fonction du type d'instrumentation et des conditions du terrain. L'objectif étant de produire un mélange de coulis qui ne rétrécira ou ne durcira pas trop, et correspondant autant que possible aux propriétés techniques des sols (perméabilité, rigidité, etc.) dans lesquels les instruments sont installés.

Il est parfois préférable de ne pas utiliser des coulis ciment-bentonite ou à base de ciment (liquide) lorsque les trous de forage sont situés à proximité de puits d'extraction d'eaux souterraines et de strates hautement perméables proches de cours d'eau, où les pertes de coulis d'injection peuvent être élevées et migrer à l'intérieur. Des granulés de bentonite ou de ciment/bentonite commercialement disponibles peuvent être versés dans le trou de forage et sont hydratés par les eaux souterraines.

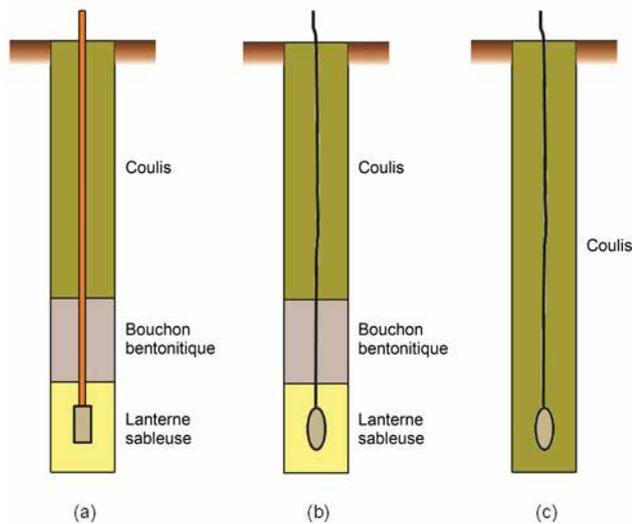
Parmi les autres composants du trou de forage remblayé figurent les bouchages de sable autour du filtre de piézomètre, qui fournissent un contact drainant direct entre les strates du sol et le piézomètre. Des granulés ou des copeaux de bentonite peuvent servir à dispenser une bonne étanchéité entre le bouchage de sable et le reste du trou de forage scellé. Toutefois, tel que mentionné précédemment, de récentes études remettent en question le fait que les bouchages de sable et les joints soient vraiment nécessaires et suggèrent que les piézomètres entièrement scellés peuvent fonctionner adéquatement (*cf.* encadré 7.38).

Le ciment (ou les cendres volantes) est couramment utilisé pour réduire l'expansion de la bentonite, et la rigidité du coulis d'injection peut être contrôlée en augmentant le volume de ciment, modifiant ainsi le rapport eau-ciment. Le coulis d'injection peut être mélangé sur le terrain, soit avec un équipement de mélange spécialisé, ou simplement dans un conteneur ouvert. Une pompe d'appareil de forage peut servir à tourner et mélanger l'eau avec le ciment et la bentonite. Une fois l'eau et le ciment mélangés selon un rapport eau-ciment qui dispensera la résistance/rigidité souhaitée, la bentonite est ajoutée. Plus on ajoute de bentonite et moins le coulis d'injection sera perméable. L'objectif est d'obtenir une consistance pompable *via* un tuyau à trémie de diamètre relativement petit et diluable pour qu'elle puisse épouser et combler les vides entre l'instrumentation et les parois du trou de forage.

Le remblayage et le scellement de l'instrumentation ainsi que le remblayage d'un trou de forage ouvert doivent être conduits avec précautions et un grand souci du détail. Là encore, le scellement risque d'entraîner une hydrofracture de la digue ou des sols de fondation. Seul le personnel possédant de bonnes connaissances et de l'expérience, travaillant avec un entrepreneur instruit et expérimenté, doit être chargé de concevoir les mélanges et de diriger les travaux sur le terrain.

L'encadré 7.38 illustre un système de piézomètre entièrement scellé. L'encadré 7.39 fournit des informations sur les proportions du mélange ciment-bentonite pouvant être utilisées.

Encadré 7.38
Installation de piézomètres



Le recours à un système de bouchage de sable scellé a également été traditionnellement employé lors de l'utilisation d'un piézomètre à fil vibrant électronique. Toutefois, de récentes études (Mikkelsen and Green, 2003, Contreras *et al.*, 2008, Weber 2009, et Simeoni *et al.*, 2011) vantent la formule consistant à éliminer le bouchage de sable et le scellement en bentonite pour simplement sceller le piézomètre en place. Cette méthode d'installation est bien plus rapide, notamment lors de l'inclusion de plusieurs piézomètres nichés dans un seul trou de forage. Le choix de la méthode d'installation doit incomber à un spécialiste en instrumentation expérimenté.

Figure 7.83 Piézomètre à tuyau vertical traditionnel avec bouchage de sable (a), piézomètre à fil vibrant avec bouchage de sable (b), et piézomètre à fil vibrant entièrement scellé (c) (d'après Contreras *et al.*, 2008)

Encadré 7.39
Conceptions de mélange types de coulis d'injection ciment-bentonite

Pour veiller à ce que les résultats des données d'instrumentation soient représentatifs de la masse de sol environnante, la consistance du coulis d'injection doit être comparable à celle du sol. En cas de doute, des échantillons d'essai de coulis d'injection peuvent être préparés et testés. Les tableaux 7.194 et 7.195 présentent certaines proportions de mélange types de coulis d'injection.

Tableau 7.194 Deux conceptions de mélange types de coulis d'injection ciment-bentonite (d'après Mikkelsen, 2002)

Application	Sols moyens à durs	Sols meubles
Matériau	Rapport en poids	Rapport en poids
Eau	2,5	6,6
Ciment de Portland	1,0	1,0
Bentonite	0,3	0,4
Remarques	Résistance à la compression sur 28 jours 350 kPa et module 68 MPa	Résistance à la compression sur 28 jours 30 kPa

Encadré 7.39 (suite)

Conceptions de mélange types de coulis d'injection ciment-bentoniteTableau 7.195 **Mélanges types de coulis d'injection utilisés pour remblayer les trous de forage**

Rapport eau/ciment	Eau (litres)	Bentonite (kg)	Ciment (kg)	Résistance au cisaillement confiné sur 7 jours (triaxial) (kpa)	Résistance au cisaillement confiné sur 28 jours (triaxial) (kpa)	Test du cube de résistance à la compression non confinée sur 28 jours (kpa)
2:1	100	5	50	180	592	1184
2:1	100	7	50	312	652	1304
3:1	100	7	33	112	316	632
3:1	100	5	33	52	184	368
4:1	100	5	25	8	136	272
4:1	100	7	25	20	136	272
5:1	100	7	20	8	92	184
5:1	100	5	20	48	44	88
5:1	100	6	20	30	100	200
3:1	100	6	33	40	250	500
8:1	100	5	12,5	25	70	140
11:1	100	6	9	14	37	74

Avertissement

Lors du choix de la consistance du mélange, il faut tenir compte de ce que l'instrument mesure. Il faut aussi envisager l'installation d'un extensomètre. Si l'on veut qu'il fonctionne efficacement, le coulis d'injection doit afficher une compressibilité à peu près égale à celle du sol environnant. Dans l'argile meuble et très meuble et la tourbe, les résistances à long terme rapportées dans l'encadré 7.39 peuvent être élevées, et l'extensomètre sera dès lors logé dans un « tas » ciment-bentonite relativement incompressible, ce qui ne correspondra pas au comportement du terrain adjacent. Dans ces circonstances, il faut veiller à réaliser des essais du coulis d'injection avec des rapports en poids ciment/bentonite initialement compris entre 1:4 et 1:10, et suffisamment d'eau pour obtenir un mélange crémeux pompable.

L'encadré 7.40 présente un exemple d'essai sur le terrain ayant recours aux technologies abordées dans les sections 7.9.9.8 à 7.9.9.10.

Encadré 7.40

Exemple d'essai sur le terrain ayant recours aux technologies nouvelles et en devenir, IJkdijk (digue de calibrage intelligente) Usine de test, Pays-Bas

L'usine de test IJkdijk (digue de calibrage intelligente) est une usine expérimentale à grande échelle située aux Pays-Bas. Elle a été érigée pour développer des techniques d'inspection et de contrôle de pointe visant à améliorer la capacité à prédire et comprendre la performance et les modes de rupture des systèmes de digue et à développer ce que l'on appelle parfois les « digues intelligentes » (Van *et al.*, 2009, Koelewijn *et al.*, 2012, et Kamber *et al.*, 2012). À l'origine de la création de l'usine : plusieurs incidents, dont un en 1995, avec à l'origine certaines préoccupations sur la performance d'un système de digue lors de crues extrêmes (mais n'ayant pas rompu), et un autre en 2003, qui a conduit à la rupture brusque d'une digue à l'issue d'une saison relativement sèche (Koelewijn *et al.*, 2012). L'objectif consiste à développer des systèmes de « digue intelligente » pouvant servir à contrôler et prédire la performance des digues sous diverses conditions de charge et modes de rupture potentiels. Plusieurs types de tests ont été conduits à l'usine d'IJkdijk selon diverses technologies de détection et d'instrumentation. Les détails des tests précédemment conduits et des résultats obtenus, ainsi que les futurs tests proposés, sont résumés au tableau 7.196.

Encadré 7.40 (suite)

**Exemple d'essai sur le terrain ayant recours aux technologies nouvelles et en devenir, IJkdijk
(digue de calibrage intelligente) Usine de test, Pays-Bas**

Tableau 7.196 **Divers tests conduits à l'usine d'IJkdijk**
(Koelewijn *et al.*, 2012)

Année/type	Type de test/mode de rupture	Capteurs	Résultat
2007 digue en terre de 4 mètres de haut	Franchissement des vagues	<ul style="list-style-type: none"> pression interstitielle, humidité, température, acoustique. 	Une résistance bien plus élevée à l'érosion que prévu d'après les directives de conception actuelles.
2008 digue en terre de 6 mètres de haut et 100 mètres de long	Rupture de talus induite par une séquence contrôlée d'événements : <ul style="list-style-type: none"> excavation d'un fossé au pied de la digue, inondation du noyau de sable de la digue, application de charge sur la crête de la digue. 	<ul style="list-style-type: none"> piézomètres de pression interstitielle, caméras infrarouge, trois différents systèmes à fibre optique (mesurant la déformation, la température et l'accélération), deux types d'inclinomètres, extensomètres, géophones, hydrophones, pendules inversés, capteurs de tassement du niveau liquide, capteurs d'humidité, équipement de balayage laser. 	La digue a rompu le troisième jour du test. Toutefois, les données de capteur ont révélé l'emplacement de l'éventuelle rupture dès le premier jour. Les données du capteur ont indiqué une rupture catastrophique bien avant que des signes visibles de rupture aient été observés.
2009 digue en argile de 3,5 mètres de haut par 15 mètres de large et 15 mètres de long sur une couche de sable de 3 mètres d'épaisseur	Rupture par renard en augmentant la charge hydraulique sur un côté de la digue.	<ul style="list-style-type: none"> grille de 8 × 15 cellules de pression interstitielle ; câbles à fibre optique (déformation et température), caméras infrarouge, mesures de potentiel spontané, hydrophones, débitmètres. 	La rupture a été induite par l'effondrement du renard progressif au pied de la digue. Les mesures de pression interstitielle ont identifié la progression de l'érosion interne et du renard. Des résultats similaires ont été obtenus avec les mesures de température à fibre optique, bien que l'interprétation des données ait été plus compliquée.
2012 (à compléter) digue de 90 mètres de long constituée de quatre segments uniques	Rupture simultanée par plusieurs mécanismes, dont renard, stabilité de pente et liquéfaction.	<ul style="list-style-type: none"> en développement. 	L'objectif est d'évaluer la capacité de prédiction d'un système de détection via le traitement des données et des informations.
2013 (à compléter) À déterminer mais supérieure aux digues précédentes	Rupture par liquéfaction	<ul style="list-style-type: none"> en développement. 	L'objectif est de comprendre le processus de rupture par liquéfaction et les systèmes de capteurs de test pour évaluer l'apparition de la liquéfaction.

Encadré 7.40 (suite)

**Exemple d'essai sur le terrain ayant recours aux technologies nouvelles et en devenir, IJkdijk
(digue de calibrage intelligente) usine de test, Pays-Bas**



Figure 7.84 **Test d'IJkdijk en 2008 (a) digue avant la rupture et (b) digue après la rupture**
(source : IJkdijk)

Pour aller plus loin

Il existe beaucoup de solides références qui abordent cette instrumentation et ses applications plus en détail (cf. Références).

ASCE Task Committee (2000), *Guidelines for instrumentation and measurements for monitoring dam performance*

Bartholomew and Haverland (1987), *Concrete dam instrumentation manual*

Bartholomew et al. (1987), *Embankment dam instrumentation manual*

Dunncliff (1988), *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*

Office of Energy Projects (2010), "Instrumentation and monitoring", Chapter 9, *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower project*

Office of Energy Projects (2012), *Dam safety surveillance monitoring plan – appendices J and K*

Penman et al. (1999), *Instrumentation, monitoring, and surveillance – embankment dams*

USACE (1999), *Instrumentation of embankment dams and levees*

USACE (2006), *Procedures for drilling in earth embankments manuals*

7.10 RÉFÉRENCES

AASHTO (2008) *Standard specification for classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes*, M145-91-UL, American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington DC, États-Unis
 ABBOTT, M B and PRICE, W A (1994) *Coastal, estuarial and harbour engineers' reference book*, CRC Press, E and FN Spon, London (ISBN : 978-0-41915-430-3)

ACKER, W L (1974) *Basic procedures for soil sampling and core drilling*, Acker Drill Company Inc., Scranton, PA, États-Unis
 ACKERS, P (1958) *Resistance of fluids flowing in channel and pipes*, Hydraulics Research paper no 1, HMSO, London

ACKERS, P (1982) "Meandering channels and the influence of bed material". In : R D Hey, J C Bathurst and C R Thorne (eds) *Gravel bed rivers : fluvial processes, engineering and management*, first edition, John Wiley & Sons Ltd, Chichester (ISBN : 978-0-47110-139-0) pp 384–414

ACKERS, P and CHARLTON, F G (1970) "Meander geometry arising from varying flows" *Journal of Hydrology*, vol 11, 3, Elsevier BV, UK, pp 230–252

- ACKERS, P, WHITE, W R, PERKINS, J A and HARRISON, A J M (1978) *Weirs and flumes for flow measurement*, first edition, Wiley-Blackwell, UK (ISBN : 978-0-47199-637-8)
- ANDREWS, E D (1980) "Effective and bankfull discharges of streams in the Yampa river basin, Colorado and Wyoming" *Journal of Hydrology*, vol 46, 3–4, Elsevier BV, UK pp 311–330
- ARNOLD, W (ed) (1993) *Flachbohrtechnik*, Springer, Germany (ISBN : 978-3-82741-204-1)
- ASAOKA, A (1978) "Observational procedure of settlement prediction", *Soil and Foundations*, vol 18, 4, The Japanese Geotechnical Society, Tokyo, pp 87–101
- ASCE TASK COMMITTEE (2000) *Guidelines for instrumentation and measurements for monitoring dam performance*, ASCE Publications, American Society of Engineers, Reston, VA, États-Unis (ISBN : 978-0-78447-490-7)
- ATKINSON, J H (2007) *The mechanics of soils and foundations*, second edition, CRC Press, Abingdon, Oxon, UK (ISBN : 978-0-41536-256-6)
- AUSTRALIAN DRILLING INDUSTRY TRAINING COMMITTEE LTD (eds) (1997) *Drilling – the manual of methods, applications and management*, fourth edition, CRC Press, New York, États-Unis (ISBN : 978-1-56670-242-3)
- BARTHOLOMEW, C L and HAVERLAND, M L (1987) *Concrete dam instrumentation manual*, Technical Report D-3351, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, USA.
www.usbr.gov/pmts/instrumentation/policies/CDamInst.pdf
- BARTHOLOMEW, C L, MURRAY, B, C and GOINS, D L (1987) *Embankment dam instrumentation manual*, Technical report D-3352, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, USA.
www.usbr.gov/pmts/geotech/rock/Other_USBR_Manuals/EDamInst.pdf
- BAZIN, H E (1897) "Étude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découverts", *Annales des ponts et chaussées*, Mémoire No. 41, vol 14, 7, P. Vicq-Dunod, pp 20–70
- BEDIENT, P B, HUBER, W C and VIEUX, B E (2002) *Hydrology and floodplain analysis*, fifth edition, Prentice-Hall, États-Unis (ISBN : 978-0-13256-796-1)
- BETTES, R, FISHER, K, HARDWICK, M, HOLMES, N, MANT, J, SAYERS, P, SEAR, D and THORNE, C (2011) *Key recommendations for sediment management – a synthesis of river sediments and habitats* (Phase 2), Project SC040015/R2, Flood and Coastal Erosion Risk Management Research and Development Programme, Environment Agency, Bristol, UK (ISBN : 978-1-84911-203-1)
- BIEDENHARN, D S, ELLIOT, C M, and WATSON, C C (1997) *The WES stream investigation and streambank stabilization handbook*, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA.
<http://chl.erdc.usace.army.mil/Media/2/8/7/StreambankManual.pdf>
- BJERRUM, L (1972) "Embankments on soft ground" In : *Proc of the ASCE Specialty conference on performance of earth and earth-supported structures*, 11–14 June 1972, Lafayette, Indiana, USA, vol 2, American Society of Engineers, Reston, VA, États-Unis (ISBN : 978-0-87262-046-9), pp 1–54
- BOND, A and HARRIS, A (2008) *Decoding Eurocode 7*, CRC Press, UK (ISBN : 978-0-41540-948-3)
- BOUKALOVÁ, Z and BENEŠ, V (2008) "Application of GIS system in the Czech Republic – practical use of IMPACT, FLOODSite and GEMSTONE projects outcomes". In : *Proc of the FLOODrisk 2008 conference*, 29 Sept to 3 Oct 2008, Oxford, UK.
www.floodprobe.eu/

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

- BOUKALOVÁ, Z, BENEŠ, V and CEJKA, F (2012) FloodProBE WP3 (Task 3.2) *works in Hull (June 2012)*, Project Report FP7-ENV-2009, FloodProbe Consortium, Delft, the Netherlands.
www.floodprobe.eu/
- BRAVARD, J P and PETIT, F (2000) *Les cours d'eau – dynamique du système fluvial*, Armand Colin, Paris (ISBN : 978-2-20025-177-2)
- BRE (1987) *Site investigation for low-rise building desk studies*, Digest 318, BRE Press, London (ISBN : 0-85125-240-0)
- BRE (2004) *Working platforms for tracked plant : Good practice guide to the design, installation, maintenance and repair of ground-supported working platforms*, BRE Press, UK (ISBN : 978-1-86081-700-7)
- BRICE, J C (1964) "Channel patterns and terraces of the Loup River in Nebraska", *Physiographic and hydraulic studies of rivers*, 1961, Geological Survey professional paper 42-D, US Department of the Interior, Geological Survey, États-Unis
- BUTCHER, A P, MCELMEEL, K and POWELL, J J M (1995) "Dynamic probing and its use in clay soils". In : C Craig (ed) *Advances in site investigation practice*, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, London (ISBN : 0-72772-513-0), pp 383–395
- CARLIER, M (1972) *Hydraulique générale et appliquée*, Eyrolles, Paris (ISBN : 978-2-21201-545-4)
- CARLING, P A (1988) "The concept of dominant discharge applied to two gravel-bed streams in relation to channel stability thresholds" *Earth Surface Processes and Landforms*, vol 13, 4, Wiley Online, UK, pp 344–367
- CARMAN, P S (1939) "Permeability of saturated sands, soils and clays" *Journal of Agricultural Science*, vol 29, 2, Cambridge University Press, Cambridge, UK
- CARTER, M (1983) *Geotechnical engineering handbook*, John Wiley & Sons, UK (ISBN : 978-0-72730-702-6)
- CARTER, M and BENTLEY, S P (1991) *Correlations of soil properties*, Pentech Press, University of Michigan, États-Unis (ISBN : 978-0-72730-317-2)
- CASAGRANDE, A (1948) "Classification and identification of soils", *Transactions of the ASCE*, vol 113, Harvard University, USA, pp 901–930
- CHADWICK, A, MORFETT, J and BORTHWICK, M (1998) *Hydraulics in civil and environmental engineering*, fourth edition, CRC Press, London (ISBN : 978-0-41530-609-6)
- CHAOUIS, R P and AUBERTINE, M (2003) *Predicting the coefficient of permeability of soils using the Kozeny-Carman equation*, EPM-RT-2003-03, Département Des Génies Civil, Géologique Et Des Mines, École Polytechnique De Montréal, Canada
- CHARLES, J A (1991) *An engineering guide to seismic risk to dams in the United Kingdom*, Report BR 210, BRE Press, UK (ISBN : 978-0-85125-510-1)
- CHOW, V T (1959) *Open-channel hydraulics*, The Blackburn Press, New Jersey, États-Unis (ISBN : 978-1-93284-618-8) (reprinted 2009)
- CHOW, V T, MAIDMENT, D R and MAYS, L W (2013) *Applied hydrology*, second edition, McGraw-Hill, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-07100-174-8)
- CHRISTENSEN, B A (1972) "Incipient motion on cohesionless channel banks" In : Hsieh Wen Shen (ed), *Sedimentation*, Fort Collins, CO, États-Unis
- CHUGH, C P (1992) *High technology in drilling and exploration*, Taylor & Francis, the Netherlands (ISBN : 978-9-06191-477-8)

CIRIA, CUR, Cerema (2007) *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering* (2nd edition), C683, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-683-1).

www.ciria.org

CLAYTON, C R I (1995) *The standard penetration test (SPT) : methods and use*, R143, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-419-6).

www.ciria.org

CLAYTON, C R I, SIMONS, N E and MATTHEW, M C (1995) *Site investigation*, second edition, Wiley-Blackwell, UK (ISBN : 978-0-63202-908-2)

CONTRERAS, I A, GROSSER, A T and VER STRATE, R H (2008) "The use of the fully-grouted method for piezometer installation", *Geotechnical News*, vol 26, 2, BiTech Publishers Ltd, Canada.

http://www.geotechnicalnews.com/instrumentation_news.php

COPPIN, N J and RICHARDS, I G (2007) *Use of vegetation in civil engineering*, C708, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-711-1).

www.ciria.org

CORBETT, D M (ed) (1945) *Stream-gaging procedure*, Water Supply Paper 888, US Geological Society, Washington DC, États-Unis
COWAN, W L (1956) "Estimating hydraulic roughness coefficient" *Agricultural Engineering*, vol 37, 7, pp 473–475

DE MELLO, V F B (1971) "The standard penetration test". In : *Proc 4th Pan American conference on soil mechanics and foundation engineering*, San Juan, Puerto Rico, ASCE, vol 1, pp 1–86

DEAN, R G and DALRYMPLE, R A (1984, reprinted 1991) *Water wave mechanics for engineers and scientists*, Volume 2, Advanced Series on Ocean Engineering, World Scientific Publishing Company, Singapore (ISBN : 978-9-81020-421-1)

DEAN, R G and DALRYMPLE, R A (2001) *Coastal process with engineering applications*, Cambridge University Press, UK (ISBN : 978-0-52160-275-4)

DEAN, R G, and WALTON, T L (2009) "Wave setup", *Handbook of coastal and ocean engineering*, Y C Kim (ed), World Scientific, Singapore (ISBN : 978-9-81281-929-1)

DEFRA (1998–2008) *Estuaries Research Programme (ERP)*, Department for Environment, Food & Rural Affairs.

www.estuary-guide.net/estuaries_research.asp

DEGOUTTE, G (2001) *Cours d'hydraulique, dynamique et morphologie fluvial, DEA hydrologie, hydrogéologie, géostatistique et géochimie*, ENGREF, Paris.

www.engref.fr/coursenligne/Hydraulique/hydraulique.html

DELTARES SYSTEMS (2013) *Manual for D-Geo Stability (previously Mstab)*, Deltares Systems, HD Delft, the Netherlands.

www.deltaessystems.com/geo/product/108205/d-geo-stability

DEROSIERS, T, ABDOUN, T and BENNETT, V (2012) "Real-time field monitoring of levees and earthen dams with comprehensive system for management and safety assessment". In : *Proc of the Conference of the Association of State and Dam Safety Officials (ASDSO) Dam Safety 2012*, Colorado Convention Center, Denver, CO, USA, 16–21 September

DOUGUNOGLU, H T and MITCHELL, J K (1975) "Static Cone penetration resistance of soils". In : *Proc of the conf on in situ measurement of soil properties*, ASCE, Raleigh, North Carolina, USA, June 1975, vol 1, pp 151–188

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

DUMBLETON, M J and WEST, G (1976) preliminary sources of information for site investigations in Britain, LR403, TRL, Berkshire, UK

DUNBAR, J B, SMULLEN, S and STEFANOV, J E (2007) "The use of geophysics in levee assessment". In : *20th Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP 2007) : Geophysical investigation and problem solving for the next generation*, 1–5 April 2007, Denver, Colorado, Environmental and Engineering Geophysical Society (EEGS), vol 1, Curran Associates, Inc (ISBN : 978-1-60423-954-6), pp 61–69

DUNCAN, J M and BUCHIGNANI, A L (1976) *An engineering manual for settlement studies*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, June 1976

DUNNICLIFF, J (1988) *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*, John Wiley and Sons, UK (ISBN : 978-0-47100-546-9)

DYER, K R (2002) *FutureCoast estuary assessment : Future-Coast*, Hal, Halcrow, UK.
www.halcrow.com/Our-projects/Project-details/Futurecoast-England/

EDF, SOGREAH, GRADIENT, LHF, STCPMVN (1992) *Projet Sisyphe. Phase 1: charriage ou transport total de sédiments à granulométrie uniforme*. Rapport no 5 : rassemblement des connaissances et choix des formulations, 108 pp

ENVIRONMENT AGENCY (2011) *NEECA2 designers' safety, health and environmental Red Amber Green list*, 300_10_DS14, Environment Agency, Bristol, UK

ESCARAMEIA, M (1998) *River and channel revetments, a design manual*, Thomas Telford, London (ISBN : 978-0-72772-691-9)

FARGIER, Y, BRETAR, F, FAUCHARD, C, MÉRIAUX, P, ROYET, P, PALMA LOPES, S, FRANÇOIS, D and CÔTE, P (2012) "Methodology applied to the diagnosis and monitoring of dikes and dams". In : Luo, Y (ed) *Novel approaches and their applications in risk assessment*, Chapter 14, InTech (ISBN : 978-953-51-0519-0)

FAUCHARD, C and MÉRIAUX, P (2004) *Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues – Guide pour la mise en oeuvre et l'interprétation*, Cemagref Editions, France (ISBN : 978-2-85362-643-9)

FAUCHARD, C and MERIAUX, P (2007) *Geophysical and geotechnical methods for diagnosing flood protection dikes – guide for implementation and interpretation*, Edition Quae, France (ISBN 978-2-7592-0035-1)

FAUCHARD, C, BENEŠ, V, CEJKA, F, DURAND, E and BOUKALOVÁ, Z (2012) *Earth embankment assessment with geophysical methods : case study on Loire levee in Orléans, France*, Project Report FP7-ENV-2009, FloodProbe Consortium, Delft, the Netherlands.
www.floodprobe.eu/

FENTON, J D and MCKEE, W D (1989) "On calculating the lengths of water waves", *Coastal Engineering*, vol 14, 6, Elsevier, BV, UK, pp 499–513

FISHER, K and DAWSON, H (2003) *Reducing uncertainty in river flood conveyance*, roughness review, Project W5A-057/PR/1, Flood and Coastal Defence R&D Programme, Environment Agency, Bristol, and Department for the Environment, Food and Rural Affairs, London, UK

FRANCO, J J (1978) *Guidelines for the design, adjustment and operation of models for the study of river. Sedimentation problems*, Army Engineer Waterways Experiment Station, USACE Vicksburg MS, États-Unis
FREEMAN, G E, COPELAND, R R, and COWAN, M A (1996) "Uncertainty in stage-discharge relationships" In : *Proc stochastic hydraulics '96 : proceedings of the seventh IAHR international symposium*, Mackay, Queensland, Australia, 29–31 July

FRITH, C W, PURCELL, A M and POWELL, A S (1997) *Earth embankment fissuring manual*, R&D Technical Report W41, Environment Agency, Bristol, UK

GAEUMAN, D and JACOBSON, R B (2007) "Field assessment of alternative bed-load transport estimators. *Journal of hydraulic engineering*", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 133, 12, ASCE, Reston, VA, USA, pp 1319–1328.
<http://hydroacoustics.usgs.gov/publications/05-Gaeuman-et-al.pdf>

GARCÍA, M (2006) ASCE Manual of Practice 110 – *Sedimentation engineering : processes, measurements, modeling and practice*, World Environmental and Water Resource Congress 2006, American Society of Civil Engineers, New York, USA, pp 1–4 (ISBN : 978-078440-814-8)

GEODELFT (1991) *Cases aard en omvang van grondonderzoek*, Grondmechanica Delft rapport CO-319830/20, Rapport C68/3-06, CUR, Gouda. Go to : www.waterland.net.taw

GODA, Y (1985) *Random seas and design of maritime structures*, second edition, Volume 15, Advanced Series on Ocean Engineering, World Scientific Publishing Company, Singapore (ISBN : 978-9-81428-240-6)

GRACE, H, HENRY, J K M, SKEMPTON, A W, LLOYR JONES, R F, JONES, R F L, GOLDBER, H Q, MILLARD, R S, TOMLINSON, M J, BROADBENT, R, RANGELEY, W R, HOARE, C and ALSTON, J (1957) "Discussion on the planning and design of the new Hong Kong airport", *ICE Proceedings*, vol 7, 2, ICE Press, UK pp 305–325

GRAF, W H (1984) *Hydraulics of sediment transport*, Water resources Publication, Colorado, États-Unis (ISBN : 978-0-91833-456-5)

HAIGH, I D, NICHOLLS, R and WELLS, N (2010) "A comparison of the main methods for estimating probabilities of extreme sea water levels", *Coastal Engineering*, vol 57, 9, pp 838–849

HAZEN, A (1892) *Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration*, 24th annual report, Massachusetts State Board of Health, no 34, Massachusetts, USA, pp 539–55

HEAD, K H (1984) *Manual of soil laboratory testing. Vol 1: Soil classification and compaction tests*, third edition, Whittles Publishing (ISBN : 978-1-90444-536-4)

HEAD, K H (1982) *Manual of soil laboratory testing. Vol 2 : Permeability, shear strength and compressibility tests*, Robert Hartnoll Ltd, Cornwall, UK (ISBN : 0-7273-1305-3)

HENDERSON, F M (1966) *Open channel flow* (Macmillan Series in Civil Engineering), Prentice-Hall, UK (ISBN : 978-0-02353-510-9)

HERBICH J B (ed) (2000) *Handbook of coastal engineering*, McGraw-Hill Professional, New York (ISBN : 978-0-07134-402-9)

HERSCHY, R W (1998) *Hydrometry : principles and practices*, second edition, Wiley-Blackwell, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-47197-350-8)

HEY, R D (1982) "Design equations for mobile gravel-bed rivers". In : Hey, R D, Bathurst, J C, Thorne, C R (eds) (1982) *Gravel-bed rivers*, John Wiley and Sons, Chichester (ISBN : 978-0-47110-139-0) pp 553–574

HOOKE, J M (1987) "Changes in meander morphology," In : V Gardiner (ed), *International geomorphology 1986*, Part I, John Wiley & Sons, New York, pp 591–609

HOLTHUIJSEN, L. (2007) *Waves in oceanic and coastal waters*, Cambridge University Press, Cambridge, UK (ISBN : 978-1-13946-252-5)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

- HORIKAWA, K (1988) *Nearshore dynamics and coastal processes : theory, measurement, and predictive models*, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan (ISBN : 978-4-13068-138-4)
- HR WALLINGFORD and LANCASTER UNIVERSITY (1998) *The joint probability of waves and water levels : JOIN-SEA – version 1.0, user manual*, Report TR 71, HR Wallingford, Wallingford, UK.
http://eprints.hrwallingford.co.uk/483/1/TR71_-_REPRO_-_JOIN-SEA_-_Version_1-bpg.pdf
- HVORSLEV, M J (1949) *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes*, American Society of Civil Engineers. Committee on Sampling and Testing, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, États-Unis
- ICE (1998) *An application note to an engineering guide to seismic risk to dams in the United Kingdom*, Thomas Telford Publishing, London (ISBN : 978-0-72774-569-9)
- ICE (2012) *ICE Manual of geotechnical engineering. Vol 1: Geotechnical engineering principles, problematic soils and site investigation, Vol 2 : Geotechnical design, construction and verification*, ICE publications, Thomas Telford Ltd, London (ISBN : 978-0-72775-707-4)
- ICOLD (1996) *Dams and related structures in cold climate*, Bulletin 105, International Commission on Large Dams, Paris, France.
www.icold-cigb.net
- INAUDI, D and CHURCH, J (2011) "Paradigm shifts in monitoring levees and earthen dams : distributed fiber optic monitoring systems". In : *21st century dam design – advances and adaptations*, 31st annual USSD conference, San Diego, California, 11–15 April 2011
- INAZAKI, T and HAYASHI, K (2011) "Utilization of integrated geophysical surveying for the safety assessment of levee systems". In : *Proc 24th Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP) 2011*, Charleston, South Carolina USA, 10–14 April 2011
- JAMES, C S (1994) "Evaluation of methods for predicting bend losses in meandering channels" *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, vol 120, 2, American Society of Civil Engineers, Washington DC, USA, pp 245–253
- JAMES, C S and WARK, J B (1992) *Conveyance estimation for meandering channels*, Report SR 329, HR Wallingford, Wallingford, UK
- JANSEN, P P H (ed) (1979) *Principles of river engineering : The non-tidel alluvial river*, first edition, Pitman, UK (ISBN : 978-9-06562-146-7)
- JULIEN, P Y (2010) *Erosion and sedimentation*, second edition, Cambridge University Press, Cambridge, UK (ISBN : 978-0-52153-737-7)
- JULIEN, P Y (2002) *River mechanics*, Cambridge University Press, Cambridge, UK (ISBN : 978-0-52152-970-9)
- KAMBER, D, KOLAR, H and VINING, R (2012) "Self monitoring levees : how close are we ?" In : *21st century dam design – advances and adaptations*, 31st annual USSD conference, San Diego, California, 11–15 April 2011, pp 1579–1590
- KENNEY, T C (1959) "Discussion on the geotechnical properties of glacial lake clays". *Proc of the ASCE*, vol 85, SM3, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA, pp 67–79
- KENNEY, T C (1976) "Format and geotechnical characterisation of glacial lake carved soils". In : *Laurits Bjerrum memorial volume – contribution to soil mechanics*, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo (ISBN : 978-8-25460-040-5), pp 15–39

- KNIGHT, D W, MCGAHEY, C, LAMB, R, and SAMUELS, P (2009) *Practical channel hydraulics : roughness, conveyance and afflux*, CRC Press, Taylor & Francis, UK (ISBN : 978-0-41554-974-5)
- KOELEWIJN, A, VISSCHEDIJK, M and PETERS, T (2012) "Smart levees – getting the most out of flood barriers", *Geo-Strata —Geo Institute of ASCE*, vol 16, 3, May/June 2012, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA, pp 40–46
- KOMAR, P D and INMAN D L (1970) "Longshore sand transport on beaches", *Journal of Geophysical Research*, vol 75, 30, Wiley Online, USA, pp 5914–5927
- KOMAR, P D (1997) *Beach processes and sedimentation*, second edition, Prentice Hall, États-Unis (ISBN : 978-0-13754-938-2)
- KULHAWY, F H and MAYNE, P M (1990) *Manual for estimating soil properties for foundation design*, Report No. EL-68000, Electric Power Research Institute (EPRI), Palo Alto, California, USA.
www.geoengineer.org/EPRI_reports/EL-6800.pdf
- LAMBE, T W and WHITMAN, R V (1979) *Soil mechanics (series in soil engineering)*, first edition, John Wiley, New York (ISBN : 978-0-47151-192-2)
- LANE, E W (1955) "The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering". In : *Proceedings of the ASCE*, vol 81, 745, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA, pp1–13
- LEOPOLD, L B and WOLMAN, M G (1957) *River channel patterns : braided, meandering, and straight*, US Geological Survey Professional Paper 282-B, US Geological Survey, US Government Printing Office, Reston, VA, États-Unis
LEOPOLD, L B and WOLMAN, M G (1960) "River meanders", *Geological Society of America Bulletin*, vol 71, 6, The Geological Society of America, USA, pp 769–798
- LEOPOLD, L B, WOLMAN, G M and MILLER, J P (1964) *Fluvial processes in geomorphology*, W H Freeman and Company, San Francisco, États-Unis (ISBN : 978-0-48668-588-5)
- LIU, P L F, CHO, Y S, BRIGGS, M J and SYNOLAKIS, C E (1995) "Run-up of solitary waves on a circular island", *Journal of Fluid Mechanics*, vol 302, Nov, Cambridge University Press, Cambridge, UK pp 259–285
- LLOPIS J L and SIMMS J E (2007) *Geophysical surveys for assessing levee foundation conditions, feather river levees*, Marysville/Yuba City, California, final report, ERDC/GSL TR-07-25, Engineer Research and Development Center, Geotechnical and Structures Laboratory, USACE Vicksburg MS, États-Unis
LLOPIS, J L, SMITH, E W and NORTH, R E (2007) *Geophysical surveys for assessing levee foundation conditions*, Sacramento River Levees, Sacramento, CA, Geotechnical and Structures Laboratory, Engineer Research and Development Center, US Army Corps of Engineers, États-Unis
- LLOYD, D (2003) *Crane stability on site : an introductory guide*, second edition, C703, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-703-6)
www.ciria.org
- LOOK, B (2007) *Handbook of geotechnical investigation and design tables*, Taylor Francis Group, UK (ISBN : 978-0-41543-038-8)
- LUETTICH, R A and WESTERINK, J J (2004) *Formulation and numerical implementation of the 2D/3D ADCIRC finite element model version 44.XX, Theory Report and Formulation*, Institute of Marine Sciences, USA.
<http://tinyurl.com/nryfuam>
- LUNNE, T, ROBERTSON, P K and POWELL, J J M (1997) *Cone penetration testing in geotechnical practice*, Blackie Academic and Professional, London (ISBN : 978-0-41923-750-1)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

- MAIDMENT, D R (1993) *Handbook of hydrology*, McGraw-Hill Professional, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-07039-732-3)
- MCDOWELL, D M and O'CONNOR, B A (1977) *Hydraulic behaviour of estuaries*, John Wiley & Sons, UK (ISBN : 978-0-33312-231-0)
- MEIGH, A C (1987) *Cone penetration testing : methods and interpretation*, B2, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-381-6) (out of print).
www.ciria.org
- MÉRIAUX, P, MONIER, T, TOURMENT, R, MALLET, T, PALMA LOPES, S, MAURIN, J and PINHAS, M (2012) "Monitoring of flood protection dikes : A concept still to be imagined", *Colloque CFBR Auscultation des barrages et des digues*, 27–28 November 2012, Chambéry, France
- MESRI, G (1973) "The coefficient of secondary compression", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol 99, 1, ASCE, Reston, VA, États-Unis pp 123–137
- MESRI, G (1975) "Discussion of new design procedures for stability of soft clay", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol 101, No GT4, ASCE, Reston, VA, USA, pp 409–412
- MESRI, G and GODLEWSKI, P M (1977) "Time and stress-compressibility interrelationship", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol 103, 5, ASCE, Reston, VA, USA, pp 417–430
- MIKKELSEN, P (2002) "Cement-bentonite grout backfill for borehole instruments" *Geotechnical News*, December 2002, pp 38–42.
<http://slopeindicator.com/pdf/papers/grout-backfill.pdf>
- MIKKELSEN, P and GREEN, G (2003) "Piezometers in fully-grouted boreholes". In : *Proc of the 6th int symp on field measurements in geomechanics* (FMGM2003), Oslo, Norway, September 2003
- MITCHELL, J K, GUZIKOWSKI, F and VILLET, W C B (1978) *The measurement of soil properties in-situ. Present methods – their applicability and potential*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley
- MORISAWA, M (1985) *Rivers : form and process*, Longman, New York (ISBN : 978-0-41674-910-6)
- NIEDERLEITHINGER, E, WELLER, A and LEWIS, R (2012) "Evaluation of geophysical techniques for dike inspection", *Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, vol 17, 4, Environmental & Engineering Geophysical Society (EEGS), USA, pp 185–195
- NIXON, M (1959) "A study of the bankfull discharges of river in England and Wales", *ICE Proceedings*, vol 12, 2, ICE Press, London pp 157–174
- OFFICE OF ENERGY PROJECTS (2010) "Instrumentation and monitoring", Chapter 9, *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower project*, US Federal Energy Regulatory Commission, USA.
www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap9.pdf
- OFFICE OF ENERGY PROJECTS (2012) *Dam safety surveillance monitoring plan – appendices J and K*, Division of Dam Safety and Inspections, US Federal Energy Regulatory Commission, USA.
www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/appendices-j-k.pdf
- PALMA LOPES, S, FAUCHARD, C, SIMM, J, MORRIS, M W, ROYET, P (2012) "Factual report", FP7-ENV-2009, *The FloodProBE International Geophysics Workshop*, 21–23 March 2011, Paris, France, FloodProBE.
www.floodprobe.eu/

- PADFIELD, C J and MAIR, R J (1984) *Design of retaining walls embedded in stiff clay*, R104, CIRIA, London (out of print).
www.ciria.org
- PARSONS, A W (1976) *The rapid measurement of the moisture condition of earthwork material*, LR750, Transport and Road Research Laboratory (TRRL), Crowthorne, Berkshire
- PENMAN, A D M, SAXENA, K R and VARMA, V M (1999) *Instrumentation, monitoring, and surveillance – embankment dams*, Taylor and Francis, Inc, UK (ISBN : 978-9-05410-299-1)
- PETIT, F, PAUQUET, A, MABILLE, G and FRANCHIMONT, C (1994) "Variations de la récurrence du débit à pleins bords des rivières en relation avec la lithologie de leur bassin versant et les caractéristiques de leur lit." *Revue de Géographie Alpine*, Vol 12, Institute de Géographie Alpine. Université de Grenoble, France, pp 157–161
- PETTS, G (1977) "Channel response to flow regulation : the case of river Derwent, Derbyshire," In : K J Gregory (ed), *River channel changes*, John Wiley & Sons, Chichester (ISBN : 978-0-47199-524-1), pp 145–164
- PIANC (1987) *Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles for inland waterways*, Supplement to Bulletin no 57, PTC1 report of WG4 – 1987 issue, PIANC, Brussels
- POTTER, T D and COLMAN, B R (2003) *Handbook of weather, climate, and water - atmospheric chemistry, hydrology, and societal impacts*, John Wiley & Sons, New Jersey, États-Unis (ISBN : 978-0-47121-489-2)
- PRANDTL, L (1925) "Bericht ueber Untersuchungen zur ausgebildeten Turbulenz", *ZAMM (Journal of Applied Mathematics and Mechanics/Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik)*, vol 3, John Wiley & Sons, Germany, pp 136–139
- PRZEDWOJSKI, B, BLAZEJEWSKI, R and PILARCZYK, K W (1995) *River training techniques : fundamentals, design and applications*, first edition, Taylor & Francis, UK (ISBN : 978-9-05410-196-3)
- PULLEN, T, ALLSOP, N W H, BRUCE, T, KORTENHAUS, A, SCHÜTTRUMPF, H and VAN DER MEER, J W (eds) (2007) *EurOtop : Wave overtopping of sea defences and related structures : assessment manual*, Environmental Agency, UK, German Coastal Engineering Research Council (KFKI), Rijkswaterstaat and Netherlands Expertise Network on Flood Protection (ENW).
www.overtopping-manual.com
- RESIO, D T, BRATOS, S M and THOMPSON, E F (2008) "Meteorology and Wave Climate". In : *Coastal Engineering Manual – Part II*, Chapter 2, EM 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA.
http://140.194.76.129/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1100_vol/PartII/Part_II-Chap_2.pdf
- RICHARDS, K S (1982) *Rivers : form and process in alluvial channels*, Taylor & Francis, London (ISBN : 978-0-41674-910-6)
- ROGERS, J, HAMER, B, BRAMPTON, A, CHALLINOR, S, GLENNERSTER, M, BRENTON, P and BRADBURY, A (2010) *Beach management manual*, second edition, C685B, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-682-4).
www.ciria.org
- ROSSETTO, T, ALLSOP, N W H, CHARVET, I and ROBINSON, D (2011) "Physical modelling of tsunami using a new pneumatic wave generator", *Coastal Engineering*, vol 58, 6, Elsevier BV, UK, pp 517–527

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

ROYET, P (2012) D3:2 *Rapid and cost-effective dike condition assessment methods : geophysics and remote sensing*, Project Report WP3-01-12-20, FloodProbe Consortium, Delft, the Netherlands.
www.floodprobe.eu/

SAYERS, P B, GOULDBY, B P, SIMM, J D, MEADOWCROFT, I and HALL, J (2003) *Risk, performance and uncertainty in flood and coastal defence – a review*, PB 11836, Defra/Environment Agency R&D Technical Report FD 2302/TR1, Department for the Environment, Food and Rural Affairs, London.
http://sciencesearch.defra.gov.uk/Document.aspx?Document=FD2302_3433_TRP.pdf

SBATIER, J M (2010) *Workshop on monitoring and failure detection in earthen embankments*, Final and Technical Report, NCPA Report JMS100601, Mississippi University National Center for Physical Acoustics, US Army Research Office, États-Unis
SEDDON, J A (1900) "River hydraulics". In : *Transactions of the ASCE*, Vol 43, American society of Civil Engineers, Reston, VA, USA, pp 179–229

SELLIN, R H (1969) *Flow in channels*, Macmillan Engineering Hydraulics Series, Gordon and Breach Science Publishers, États-Unis (ISBN : 978-0-67761-650-6)

SHAHIN, M (1985) *Hydrology of the Nile Basin*, vol 2, Elsevier Science BV Amsterdam and New York (ISBN : 0-4441-669-2)

SHUTO, N (1991) "Numerical simulation of tsunamis – its present and near future", *Natural Hazards*, vol 4, Kluwer Academic Publishers, The Netherlands, pp 171–191

SIMEONI, L, DE POLO, F, CALONI, G and PEZZETTI, G (2011) *Field Performance of fully-grouted piezometers*, University of Trento, Italy.
<http://tinyurl.com/k9gsxfo>

SIMONS, D B and SENTURK, F (1992) *Sediment transport technology*, Water Resources Publication, Fort Collins, CO, États-Unis (ISBN : 978-0-91833-466-4)

SKEMPTON, A W and NORTHEY, R D (1952) "Sensitivity of clays", *Geotechnique*, vol 3, 1, ICE Press, UK, pp 30–53

SMITH, J M (2003) "Surf zone hydrodynamics" In : *Coastal engineering manual – Part II*, Chapter 4, EM 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA.
http://140.194.76.129/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1100_vol/PartII/Part-II-Chap_4.pdf

SORENSEN R M (1993) *Basic wave mechanics for coastal and ocean engineers*, John Wiley & Sons, UK (ISBN : 978-0-47155-165-2)

SOULSBY R L (1997) *Dynamics of marine sands*, Thomas Telford Publications, London (ISBN : 978-0-72772-584-4)

SOWER, G F (1979) *Introductory soil mechanics and foundations : Geotechnical engineering*, 4th edition, Macmillan publications Co New York (ISBN : 978-0-02413-870-5)

STEEDS, J E, SLADE, N J and REED, M W (2000) *Technical aspects of site investigation*. Vol II, Technical report P5-065/TR, Environment Agency, Bristol, UK (ISBN : 1-85705-545-4)

STENZEL, G and MEISER, K J (1978) "Soil investigations by penetration testing according to DIN 4094" (in German), *Tiefbau* 20, vol 20, 3, pp 155–160

STROUD, M A (1975) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks". In : *Proc of the European Symposium on Penetration Testing*, Stockholm, vol 2, 2, pp 367–375

STROUD, M A and BUTLER F G (1975) "The standard penetration test and the engineering properties of glacial material". In : *Proc symposium on engineering properties of glacial material*, Midland Geotechnical Society, University of Birmingham, UK, 21–23 April 1975, pp 117–128

- TADEPALLI, S and SYNOLAKIS, C E (1996) "Model for the leading waves of tsunamis" *Physical Review Letters*, vol 77, 10, American Physical Society, États-Unis, pp 2141–2145
- TANG, X-N, KNIGHT, D W and SAMUELS, P G (2001) "Wave-speed-discharge relationship from cross section survey", *Journal of Water and Maritime Engineering*, Proceedings of the ICE, vol 148, 2, ICE Press, UK, pp 81–96
- TAW (1996) *Clay for dykes*, Technical Report, Technical Advisory Committee for flood defence in the Netherlands, Delft
- THOMPSON, E F and VINCENT, C L (1985) "Significant wave height for shallow water design", *Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, vol 111, 5, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, États-Unis, pp 828–842
- THORNE, C R, HEY, R D and NEWSON, M D (1997) *Applied fluvial geomorphology for river engineering and management*, John Wiley & Sons Ltd, UK (ISBN : 978-0-47197-852-7)
- TILBURG, C E and GARVINE, R W (2004) "A simple model for sea level prediction", *Weather and Forecasting*, vol 19, American Meteorological Society, États-Unis, pp 511–519
- UFC (2005) *Soil mechanics*, UFC 3-220-10N, Department of Defense, États-Unis (ISBN : 978-1-28875-553-0)
- USACE (1989) *Sedimentation investigations of rivers and reservoirs*, EM 1110-2-4000, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>
- USACE (1994a) *Engineering and design – channel stability assessment for flood control projects*, EM 1110-2-1418, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>
- USACE (1994b) *Engineering and design – hydraulic design of flood control channels*, EM 1110-2-1601, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>
- USACE (1995a) *Engineering and design – hydrologic engineering requirements for flood damage reduction studies*, EM 1110-2-1419, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>
- USACE (1995b) *Engineering and design – sedimentation investigations*, EM 1110-2-8153, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>
- USACE (1996) *Engineering and design – risk-based analysis for flood damage reduction studies*, EM 1110-2-1619, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>
- USACE (1999) *Engineering and design – instrumentation of embankment dams and levees*, EM 1110-2-1908, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>
- USACE (2000) *Engineering and design – design and construction of levees*, EM 1110-2-1913, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>
- USACE (2001) *Engineering geotechnical investigations*, EM 1110-1-1804 (ENG 1836 and 1836A), US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

USACE (2002) *Engineering and design – ice engineering*, EM 1110-2-1612, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. Go to :
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>

USACE (2006) *Procedures for drilling in earth embankments*, ER 1110-1-1807, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. Go to :
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>

USACE (2008) *Geotechnical levee practice*, Procedure REFP10L0.DOC, US Army Corps of Engineers, Sacramento district, États-Unis
 USACE (2010) *HEC-RAS 4.1 User manual*, Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, Davis, CA, États-Unis
 US DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION (1998) *Earth manual*. Part 1, third edition, Technical Service Center, Denver, Colorado.
www.usbr.gov/pmts/materials_lab/pubs/earth.pdf

USGS (1992) *Techniques of water resources investigations of the United States geological survey*. Applications of hydraulics, Book 3, US Geological Survey, Reston, VA, États-Unis
 USGS (2013) *Ground-motion database ground motion parameter calculator. Earthquake Hazards Program*, US Geological Society, États-Unis.
<http://earthquake.usgs.gov/research/hazmaps/design/>

VAN RIJN, L C (1989) *Handbook of sediment transport by currents and waves*, Internal Report H461, Delft Hydraulics, Delft

VAN RIJN, L C (1982) "Equivalent roughness of alluvial bed", *Journal of Hydraulic Division*, vol 108, 10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, États-Unis, pp 1215–1218

VAN RIJN, L C (2007) *Manual sediment transport measurements in rivers, estuaries and coastal seas*, Rijkswaterstaat and Aqua Publications, The Netherlands.
<http://tinyurl.com/mbewcsp>

VAN, M, ZWANENBURG, C, KOELEWIJN, A and VAN LUTTUM, H (2009) "Evaluation of full scale levee stability tests and booneschans and corresponding centrifuge tests". In : *Proc 17th int congress on soil mechanics and geotechnical engineering*, (17th ICSMGE), 5–9 October 2009, Alexandria, Egypt, pp 2048–2051

VINCENT, C L, DEMIRBILEK, Z and WEGGEL, J R (2002) "Estimation of nearshore waves". In : *Coastal engineering manual*, Part II, Chapter 3, EM 1110-2-110, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis
 VON POST, L (1922) "Sveriges geologiska undersoknings torvinventering och nagre av dess hittills vunna resultat, sr. mosskulturfor", *Tidskr*, vol 1, pp 1–27

WAKITA, E and MATSUO, M (1994) "Observational design method for earth structures constructed on soft ground", *Géotechnique*, vol 44, 4, ICE Press, UK, pp 747–755

WEBER, D (2009) "In support of the fully-grouted method for piezometer installation", *Geotechnical Instrumentation News*, June 2009, BiTech Publishing Ltd, Canada, pp 33–34

WELLER, A, LEWIS, R and NIEDERLEITHINGER, E (2008) "Geophysikalische verfahren zur strukturerkundung und schwachstellenanalyse von flussdeichen – ein handbuch", *Forschungsbericht* 281, BAM VIII.2, Unter den Eichen, Berlin.
www.bam.de

WELTMAN, A J and HEAD, J M (1983) *Site investigation manual*, SP25, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-196-6).
www.ciria.org

WENTWORTH C K (1922) "A scale of grade and class terms for clastic sediments", *Journal of Geology*, vol 30, 5, JSTOR, États-Unis, pp 377–392

WILSON, E M (1990) *Engineering hydrology*, fourth edition, Palgrave Macmillian Press, London (ISBN : 978-0-33351-717-8)

WILSON, J T (1963) "A Possible origin of the hawaiian islands", *Canadian Journal of Physics*, vol 41, 6, NRC Research Press, Canada, pp 863–870

WONG, C M & ASSOCIATES LTD and JIM, C Y (2011) *Study on masonry walls with trees*, Geo Report 257, Civil Engineering and Development Department (CEDD), Hong Kong.
www.cedd.gov.hk/eng/publications/geo_reports/doc/er257/er257links.pdf

WÖSTEN, J H M, PACHEPSKY, YAA and RAWLS, W J (2001) "Pedotransfer functions : bridging the gap between available basic soil data and missing soil hydraulic characteristics", *Journal of Hydrology*, vol 251, 3–4, Elsevier BV, UK, pp 123–150

WOZENCRAFT, J M and MILLAR, D (2005) "Airborne lidar and integrated technologies for coastal mapping and charting", *Marine Technology Society Journal*, vol 39, 3, Marine Technology Society, États-Unis, pp 27–35

YALIN, M S (1971) *Theory of hydraulic models*, MacMillian Press, London, England (ISBN : 978-0-33303-557-3)

YEH, H, LIU, P, BRIGGS, M and SYNOLAKIS, C (1994) "Propagation and amplification of tsunamis at coastal boundaries", *Nature Magazine*, vol 372, Nov, Nature Publishing Group, UK, pp 353–355

Lois

Normes

BS 1377-1:1990 *Methods of test for soils for civil engineering purposes. General requirements and sample preparation*

BS 8002:1994 *Code of practice for earth retaining structures*

BS 5930:1999+A2:2010 *Code of practice for site investigations*

BS 6031:2009 *Code of practice for earthworks*

BS EN 1991-2:2003 *Eurocode 1. Actions on structures*

BS EN 1997-1:2004 *Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1 – General rules*

BS EN 1997-2:2007 *Eurocode 7. Geotechnical design. Part 2 – Ground investigation and testing*

BS EN 1998-1:2004 *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions and rules for buildings*

EN ISO 14688-1:2002 *Geotechnical investigation and testing -- Identification and classification of soil -- Part 1: Identification and description*

EN ISO 14688-2:2004 *Geotechnical investigation and testing -- Identification and classification of soil -- Part 2 : Principles for a classification*

BS EN ISO 22475-1:2006 *Geotechnical investigation and testing. Sampling methods and groundwater measurements. Technical principles for execution*

BS ISO 22475-1:2006 *Geotechnical investigation and testing – Sampling methods and ground water measurement – Part 1: Technical principles of execution*

ISO 10381-1:2002 *Soil quality – Sampling – Part 1: Guidance on the design of sampling programmes*

ISO 10381-2:2002 *Soil quality – Sampling – Part 2 : Guidance on sampling techniques*

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

ISO 10381-3:2001 *Soil quality – Sampling – Part 3 : Guidance on safety*

ISO 10381-4:2003 *Soil quality – Sampling – Part 4 : Guidance on the procedure for investigation of natural, near-natural and cultivated sites*

ISO 10381-5:2005 *Soil quality – Sampling – Part 5 : Guidance on the procedure for the investigation of urban and industrial sites with regard to soil contamination*

ISO 10381-6:2009 *Soil quality – Sampling – Part 6 : Guidance on the collection, handling and storage of soil under aerobic conditions for the assessment of microbiological processes, biomass and diversity in the laboratory*

ISO 10381-7:2005 *Soil quality – Sampling – Part 7 : Guidance on sampling of soil gas*

ISO 10381-8:2006 *Soil quality – Sampling – Part 8 : Guidance on sampling of stockpiles*

ISO 5667-1:2006 *Water quality – Sampling – Part 1: Guidance on the design of sampling programmes and sampling techniques*

ISO 21650:2007 *Actions from waves and currents on coastal structures*

États-unis

ASTM D4427-07 (2007) *Standard classification of peat samples by laboratory testing*

ASTM D7015-07 (2007) *Standard practices for obtaining intact block (cubical and cylindrical) samples of soils*

ASTM D422-63 (2007) *Standard test method for particle-size analysis of soils*

ASTM E1689-95 (2008) *Standard guide for developing conceptual site models for contaminated sites*

ASTM D2487-11 (2011) *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*

ASTM D6429-99 (2011) e1 (2011) *Standard guide for selecting surface geophysical methods*

ASTM D1586-11 (2011) *Standard test method for standard penetration test (SPT) and split-barrel sampling of soils*

ASTM D1587-08 (2012) e1 *Standard practice for thin-walled tube sampling of soils for geotechnical purposes*

ASTM D4427-13 *Standard classification of peat samples by laboratory testing*

France

NF XP P 94–2Q2:1995 *Sols : Reconnaissance et essais. Prélèvement des sols et des roches, Méthodologie et procédures*

Allemagne

DIN 4021:1990-10 *Ground exploration by excavation, boring and sampling*

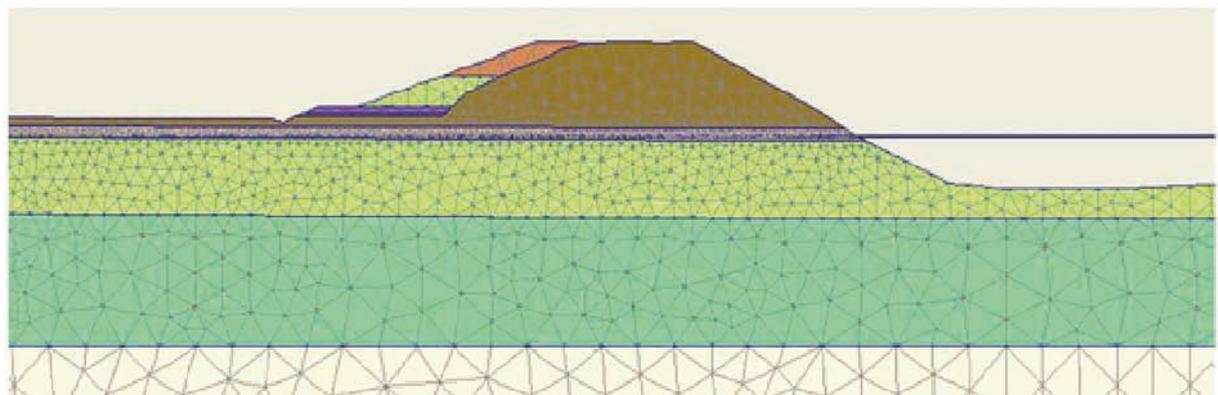
DIN 19712:2013-01 (2013) *Flood protection works on rivers*

DWA-M 507-1E (2013) *Advisory guideline DWA-M 507-1E – Levees built along watercourses. Part 1: planning, construction and operation*

Pays-Bas

NEN 6702:2001 *Technical foundations for built constructions – TGB 1990 – loads and deformations*

8 Processus physiques et outils pour l'évaluation et la conception des digues



source : E Durand

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

8 Processus physiques et outils pour l'évaluation et la conception des digues

8.1	Principes	833
8.1.1	Liens avec les autres parties du guide	833
8.1.2	Problèmes d'analyse pour les digues	833
8.1.3	Liens avec les autres chapitres	835
8.2	Processus hydrauliques externes	836
8.2.1	Surcote due au déferlement des vagues et franchissement par paquets de mer	836
8.2.1.1	Paramètres déterminants	836
8.2.1.2	Réflexion des vagues	838
8.2.1.3	Hauteur maximale de déferlement de vague	839
8.2.1.4	Niveau de retrait maximal de vague	846
8.2.1.5	Franchissement par paquets de mer	846
8.2.2	Surverse	852
8.2.2.1	Débit de surverse	852
8.2.2.2	Déversoirs et structures fusibles	857
8.2.2.3	Performances hydrauliques des déversoirs sur les digues	858
8.2.2.4	Performance hydraulique des murs-digues	862
8.2.3	Affouillement dans les chenaux des rivières	865
8.2.3.1	Généralités	866
8.2.3.2	Affouillement local	866
8.2.3.3	Affouillement dans les coudes	867
8.2.3.4	Abaissement du lit lié aux rides sédimentaires	869
8.2.3.5	Affouillement dans les confluences	870
8.2.4	Affouillement des plages face aux digues côtières	871
8.2.4.1	Généralités	871
8.2.4.2	Prévoir l'abaissement de la plage	872
8.2.4.3	Prévoir l'affouillement d'un fond sableux dû aux vagues	872
8.2.4.4	Prédiction de l'affouillement au pied de murs verticaux sur des plages de galets	875
8.2.4.5	Effet de paroi inclinée sur l'affouillement	876
8.2.4.6	Période de tempête	877
8.3	Processus hydrauliques internes	878
8.3.1	Analyse des écoulements stationnaires	879
8.3.1.1	Introduction	879
8.3.1.2	Lois hydrauliques classiques	879
8.3.1.3	Effets de l'anisotropie de perméabilité sur la saturation de la digue	883
8.3.1.4	Détermination des lignes phréatique, d'écoulement et équipotentielle	884
8.3.1.5	Pression interstitielle	886
8.3.1.6	Gradients de sortie	887
8.3.1.7	Modèles numériques pour l'analyse du suintement/des écoulements	888
8.3.2	Pressions interstitielles induites par les vagues	889
8.3.2.1	Pression interstitielle liée à la déformation élastique	889
8.3.2.2	Pression interstitielle liée à une déformation plastique	890
8.3.3	Pression interstitielle induite par consolidation	892
8.4	Érosion externe	893
8.4.1	Principes	893
8.4.1.1	Courants	893

8.4.1.2	Base des concepts critiques pour l'érosion	894
8.4.2	Résistance des systèmes végétalisés à l'érosion externe	900
8.4.2.1	Résistance de l'enherbage sous des conditions de surverse	901
8.4.2.2	Résistance de l'enherbage en conditions de surverse par paquets de mer	903
8.4.3	Résistance d'autres systèmes de protection face à l'érosion due aux courants	908
8.4.4	Résistance d'autres systèmes de protection à l'érosion des vagues	912
8.4.4.1	Formule de dimensionnement des protections en enrochements	912
8.4.4.2	Formules de dimensionnement pour d'autres systèmes de revêtement, dalles et blocs	915
8.4.5	Résistance de la protection en enrochements à la glace	917
8.4.5.1	Formules de dimensionnement pour les revêtements asphaltiques	919
8.5	Érosion interne	921
8.5.1	Érosion régressive	923
8.5.1.1	Critères locaux	923
8.5.1.2	Critères globaux	925
8.5.2	Érosion de conduit	929
8.5.2.1	Modèle pour l'érosion de conduit	929
8.5.2.2	Facteurs affectant le temps avant la rupture	931
8.5.3	Suffusion	932
8.5.3.1	Modèle de Kenney et Lau	932
8.5.3.2	Modèle de Kezdi	933
8.5.3.3	Approche de Li et Fannin	933
8.5.4	Érosion de contact	934
8.5.5	Stabilité à l'interface des filtres	935
8.5.5.1	Filtres granulaires	935
8.5.5.2	Filtres géotextiles	937
8.6	Stabilité des pentes	939
8.6.1	Méthodes simplifiées	941
8.6.1.1	Approche de la poussée des terres au repos	941
8.6.1.2	Critère de capacité portante	942
8.6.2	Abaques de dimensionnement	943
8.6.3	Méthodes à l'équilibre limite	950
8.6.3.1	Méthodes analytiques et graphiques	951
8.6.3.2	Méthodes des tranches	954
8.6.3.4	Forme de la surface de glissement	964
8.6.3.5	Emplacement de la surface de glissement critique	965
8.6.3.6	Évaluation de la fissuration	968
8.6.4	Approches d'analyse limite	969
8.6.5	Analyse contrainte-déformation	970
8.6.5.1	Sources d'imprécision	970
8.6.5.2	Évaluation du facteur de sécurité	970
8.7	Tassement	972
8.7.1	Principes	972
8.7.2	Hypothèses et approximations	972
8.7.3	Calcul du tassement	974
8.7.3.1	Tassement instantané	975
8.7.3.2	Consolidation primaire	976
8.7.3.3	Compression secondaire	977
8.7.4	Vérification des prédictions de tassements	978
8.7.5	Méthodes des éléments finis (MEF)	979

8.8	Analyses Sismiques	979
8.8.1	Paramètres d'influence	980
8.8.1.1	Action sismique	980
8.8.1.2	Propriétés du sol	981
8.8.2	Stabilité de pente	981
8.8.2.1.	Approche pseudo-statique	982
8.8.2.2	Approches pseudo-dynamiques	984
8.8.3	Tassement en crête	991
8.8.4.	Liquéfaction induite par les séismes	992
8.8.4.1	Processus physiques	992
8.8.4.2	Paramètres d'influence	993
8.8.4.3	Critères de liquéfaction pour les sables	994
8.8.4.4	Potentiel de liquéfaction des sols argileux	995
8.8.4.5	Potentiel de liquéfaction des sols limoneux	996
8.8.4.6	Critères des propriétés physiques des sols	996
8.8.4.7	Méthodes simplifiées	998
8.8.4.8	Modélisation de liquéfaction des sols	1004
8.9	Stabilité des murs de protection contre les inondations (murs digue)	1006
8.9.1	Contraintes hydrauliques appliquées aux murs digue	1006
8.9.1.1	Forces hydrostatiques	1007
8.9.1.2	Forces dynamiques	1008
8.9.1.3	Profondeur d'affouillement	1018
8.9.2	Stabilité des murs en T	1019
8.9.2.1	Capacité portante	1019
8.9.2.2	Glissement horizontal	1026
8.9.2.3	Renversement	1026
8.9.3	Stabilité des murs en I	1026
8.9.3.1	Renversement	1027
8.9.3.2	Stabilité générale	1030
8.9.3.3	Écoulements et soulèvement hydraulique	1032
8.9.3.4	Rupture structurelle	1032
8.9.3.5	Méthodes avancées d'interactions sol-structure	1032
8.10	Brèche	1034
8.10.1	Comprendre les processus de rupture	1035
8.10.2	Nature, état et érodabilité du sol	1038
8.10.3	Méthodes de modélisation d'ouverture de brèche	1043
8.11	Inondation	1050
8.11.1	Utilisations finales des modélisations d'inondation	1050
8.11.1.1	Occupation des sols	1050
8.11.1.2	Analyse de risque	1050
8.11.1.3	Inondation et gestion du risque	1052
8.11.2	Paramètres d'entrée et données requises	1052
8.11.2.1	Données d'entrée	1052
8.11.2.2	Hypothèses de modélisation	1053
8.11.3	Types de modèles d'inondations	1053
8.11.3.1	Exigences du modèle	1053
8.11.3.2	Choix du modèle hydraulique	1054
8.11.3.3	Configuration de calcul	1054
8.11.4	Approches de modélisations	1054
8.11.4.1	Couplage des modèles	1055

8.11.4.2	Brèches multiples	1055
8.11.4.3	Modélisations spécifiques de zones urbaines	1056
8.11.5	Résultats des modélisations	1056
8.11.6	Traitement des incertitudes	1057
8.12	Références	1062
8.13	Pour aller plus loin	1083

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

8 Processus physiques et outils pour l'évaluation et la conception des digues

Le chapitre 8 détaille les outils d'analyse morphologique, hydraulique et géotechnique nécessaires à l'évaluation de la performance d'une digue.

Principaux apports des autres chapitres sont :

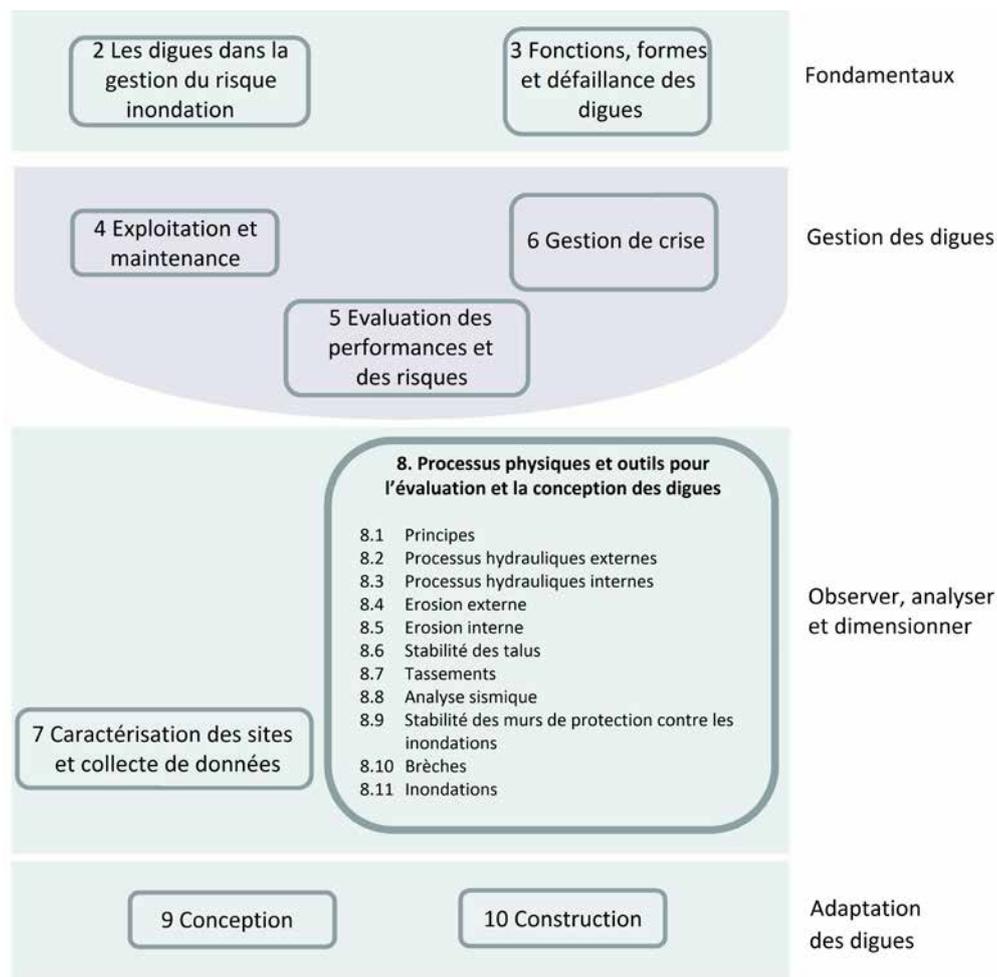
- chapitre 3 ⇒ **fonctions, formes et mécanismes de rupture** ;
- chapitre 5 ⇒ **données nécessaires d'analyse** ;
- chapitre 7 ⇒ **paramètres morphologiques, hydrauliques et géotechniques** ;
- chapitre 9 ⇒ **paramètres nécessaires à la conception**.

Principaux apports aux autres chapitres sont :

- **Des outils pour l'évaluation, la conception et la construction des digues** ⇒ chapitres 5, 9 et 10

Note : les chapitres 2 et 3 fournissent des informations importantes concernant le cycle de vie des digues qu'il est utile de se remémorer.

Le logigramme ci-dessous montre à quelle section du chapitre 8 trouver les informations et quels sont ses liens avec les autres chapitres.



CONTENU DU CHAPITRE ET UTILISATEURS VISÉS

Divisé en onze sections, ce chapitre est conçu comme une « boîte à outils » permettant d'effectuer une analyse rigoureuse de la performance d'une digue. En premier lieu, il est question des processus hydrauliques externes et internes produisant des charges/contraintes sur les digues par l'intermédiaire des mécanismes basiques de rupture que sont l'érosion externe, l'érosion interne et l'instabilité de pente. En complément, le chapitre s'intéresse à plusieurs phénomènes importants comme les tassements, les sollicitations sismiques ou encore le comportement des murs-digues. Il se termine par une approche sur les brèches et la modélisation des phénomènes d'inondation.

Principes

La section 8.1 introduit les principes clés utilisés dans le chapitre et les problématiques relatives à l'analyse des digues. Cette section donne également des liens vers les autres chapitres du guide.

Processus hydrauliques externes

La section 8.2 décrit les multiples processus hydrauliques externes qui engendrent des contraintes sur une digue. Ces processus incluent le *run-up* et le franchissement par paquets de mer, la surverse, l'affouillement dans les lits mineurs des rivières, sur les plages et au pied des digues côtières.

Processus hydraulique internes

La section 8.3 détaille les multiples processus hydrauliques internes qui apparaissent à l'intérieur des digues et peuvent conduire à des détériorations ou des dommages. Ces processus incluent les percolations à travers les digues, le développement de pressions intersticielles et leurs impacts.

Érosion externe

La section 8.4 traite des principes et concepts liés à l'érosion externe. Y est décrite la résistance à l'érosion de différents systèmes de protection dont les surfaces enherbées. La résistance de ces systèmes vis-à-vis des courants et des vagues est également présentée.

Érosion interne

La section 8.5 présente les principes de l'érosion interne comme l'érosion régressive, l'érosion due à une fuite concentrée, la suffusion, l'érosion de contact et décrit les règles d'utilisation et de tenue des filtres.

Stabilité de pentes

La section 8.6 détaille les méthodes d'analyse des instabilités de pentes ; les méthodes simplifiées, l'utilisation d'abaques, la méthode des équilibres limites, les approches d'analyses limites ou encore l'analyse des contraintes de déformations.

Tassements

La section 8.7 présente les principes d'analyse des tassements, les hypothèses et évaluations, les méthodes de calculs de tassement et de contrôle des prédictions ainsi que l'utilisation des méthodes aux éléments finis (EF).

Analyse sismique

La section 8.8 traite de la stabilité des digues sous sollicitation sismique. Elle inclut la description des paramètres en jeu, les méthodes d'analyses dynamiques, les tassements de crête et la liquéfaction.

Stabilité des murs-digues

La section 8.9 donne des informations relatives à la stabilité des murs-digues sous sollicitations hydrauliques. Elle détaille les éléments d'analyse pour les murs-digues en T et en I.

Brèche

La section 8.10 aide à la compréhension du processus de brèche, donne les paramètres nécessaires à l'analyse de la formation d'une brèche et détaille les méthodes de modélisation de l'ouverture d'une brèche.

Inondation

La section 8.11 donne des informations pour les utilisateurs de modèles d'inondation, les paramètres intervenants et les données nécessaires, les types de modèles d'inondation, les approches de modélisation, les résultats ou encore la prise en compte des incertitudes.

8.1 PRINCIPES

8.1.1 Liens avec les autres parties du guide

L'évaluation et la conception des digues sont des étapes souvent complexes dans un projet car elles ont recours à des approches d'ingénierie multidisciplinaires, notamment lors de l'analyse de stabilité d'une digue (existante ou nouvelle) où les processus géotechniques et hydrauliques en jeu sont intimement liés et interagissent fortement. Pour de tels projets, ingénieurs et concepteurs sont souvent spécialisés dans une seule discipline, ce qui nécessite un pilotage intégré de ces projets (cf. chapitre 5).

Dans un projet de digue nouvelle, pour toutes les phases depuis la faisabilité jusqu'à la conception, une fois le tracé de la digue choisi (cf. chapitre 9) et le site correctement caractérisé (cf. chapitre 7), les ingénieurs analysent la stabilité de l'ouvrage en tenant compte de processus physiques variés, qui forment des scénarios de rupture de digue (cf. chapitre 3) et leurs analyses permettent de s'assurer que l'ouvrage sera stable quelle que soit la phase de construction (cf. chapitre 10), pour toutes les sollicitations et situations hydrauliques définies lors de la conception (cf. chapitre 9) pour atteindre le niveau de protection voulu par le maître d'ouvrage ou ses représentants (cf. chapitre 2).

Pour les maîtres d'œuvres, les ingénieurs et les concepteurs, le chapitre 8 peut être considéré comme une « boîte à outils » qui détaille plusieurs méthodes actuelles d'analyse de la stabilité pour différents processus physiques pouvant conduire à la détérioration ou à la rupture d'une digue, comme défini au chapitre 3. Chacun de ces mécanismes est abordé de l'approche la plus simple à la plus complexe, de manière à sélectionner, pour chaque phase du projet, la méthode d'analyse la plus appropriée. Les bases expérimentales et théoriques de chaque approche sont succinctement décrites et les avantages et inconvénients de chaque méthode sont donnés en fonction de ses conditions d'utilisation et de la précision des résultats. Les différentes approches sont présentées selon une complexité croissante, des simples règles générales, des formules empiriques, des modèles analytiques jusqu'aux méthodes numériques.

8.1.2 Problèmes d'analyse pour les digues

De manière simple, les digues peuvent être considérées comme des ouvrages de génie-civil conçus pour résister à des sollicitations hydrauliques. Leur évaluation comporte de nombreux aspects propres aux domaines de la géotechnique, des structures et de l'hydraulique. La figure 8.1 illustre ces points importants. Pour les digues, les deux disciplines que sont la géotechnique et l'hydraulique, sont intimement liées et, même si les situations de stabilité à analyser relèvent strictement de la géotechnique, les principales situations critiques dépendent souvent de contraintes hydrauliques externes, permanentes ou transitoires.

Les digues sont construites dans des environnements fluviaux ou côtiers qui changent en permanence. Les circulations de l'eau sur le paysage et à travers les sols ont formé, à travers leurs interactions sur les formations géologiques, des réseaux de chenaux d'écoulement ou des complexes de plages ou de dunes. Les digues viennent modifier cette interaction, avec des incidences parfois néfastes.

Les chenaux d'écoulement des ruisseaux et leur divagation en plan peuvent avoir des conséquences significatives si elles ne sont pas prises en compte dans l'évaluation des digues. Les instabilités latérales peuvent en effet modifier les angles ou points d'attaque d'une rivière sur une digue proche ou en contact avec la rivière, augmentant potentiellement le phénomène d'affouillement local ou de contraction et favorisant les instabilités de berge. Ces instabilités peuvent avoir des conséquences directes ou indirectes sur les digues. Par exemple, un impact direct peut être une augmentation de la hauteur de la berge conduisant à un glissement de talus qui peut s'étendre au corps de la digue. Un effet indirect peut provenir d'un changement d'orientation du ruisseau qui va modifier les courants au contact de la digue.

Les modifications du lit des rivières ou des estrans peuvent être progressives ou être le fruit d'un unique épisode de crue. Les orientations et amplitudes de ces changements sont difficiles à prévoir. Quoi qu'il en soit, il est essentiel d'évaluer l'évolution potentielle des chenaux et leur interaction avec les digues pour s'assurer de leur performance pendant toute la durée de vie prise en compte pour l'ouvrage. L'analyse de l'érosion de berge et de la divagation latérale du cours d'eau peut être utilisée, par exemple, pour identifier le potentiel d'érosion à proximité de la digue ou de sa fondation. L'importance de l'évaluation des

instabilités latérales des cours d'eau a été mise en évidence par Graham (1983) et Simon (1994). Ils ont observé qu'une augmentation du débit d'un cours d'eau entraînait préférentiellement une augmentation de la profondeur de celui-ci dans ses sections les plus étroites. Selon Simon (1995), l'ajustement de la largeur d'une rivière représente le processus prédominant d'ajustement pour une rivière à sédiments grossiers où les berges sont sans cohésion.

L'instabilité latérale des rivières peut prendre la forme d'une érosion générale de berge, d'un affouillement dans un méandre, d'un élargissement du chenal d'écoulement ou d'un déplacement de celui-ci. L'érosion générale de la berge peut être causée par le courant, l'action des vagues générées par le vent ou par l'activité humaine, des altérations météorologiques comme le cisaillement par le gel et la dessiccation, les effets des infiltrations, des écoulements de surface, ou par les instabilités de masse. Le risque de modifications significatives existe de la même façon en milieux côtier ou fluvial et peut résulter, par exemple, de changements substantiels en plan de la rivière ou dans son profil.

Les outils pour estimer les contraintes météorologiques, morphologiques, hydrologiques et hydrauliques sont fournis au chapitre 7. Ces contraintes sont à l'origine du changement des conditions limites. Les caractéristiques limites, incluant la composition et la taille des matériaux formant le lit des rivières, interagissent dans le temps avec ces contraintes limites. Le chapitre 7 fournit également les méthodes pour évaluer l'interaction entre ces caractéristiques et l'écoulement de l'eau sur la surface du sol (pour les chenaux fluviaux ou les singularités côtières). Le transport sédimentaire, également détaillé au chapitre 7, traite des méthodes pour évaluer la réponse à long terme du système hydraulique considéré. L'érosion localisée et l'affouillement, qui peuvent se produire à proximité ou sur la digue, sont étudiés à la section 8.2.

Qu'il s'agisse d'évaluer l'état d'une digue existante ou celles permettant de concevoir une nouvelle digue, la connaissance de l'interaction entre l'eau, le paysage et la digue requiert typiquement un processus itératif. Ce processus prend en compte les conditions du site et les outils de modélisation hydraulique (cf. chapitre 7), les conditions locales limites de calculs (cf. chapitre 8), et toutes les contraintes définies pour le système d'endiguement (cf. chapitre 5 pour les digues existantes et chapitre 9 pour les nouvelles digues).

Les principales relations entre les conditions limites pertinentes liées au bassin hydrographique et les caractéristiques du cours d'eau et les charges hydrauliques dans des projets de digues sont montrées à la figure 8.1. Ce diagramme indique également les paramètres pertinents qui doivent être déterminés dans de tels projets.

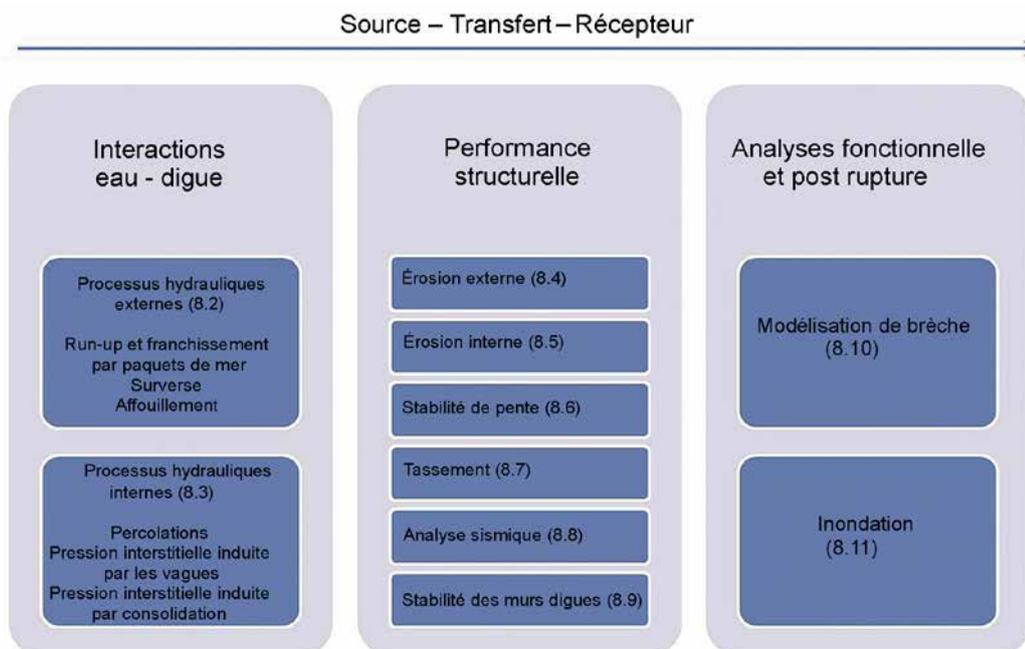


Figure 8.1 Principaux éléments géotechniques et hydrauliques à prendre en compte dans l'analyse d'un profil transversal de digue

8.1.3 Liens avec les autres chapitres

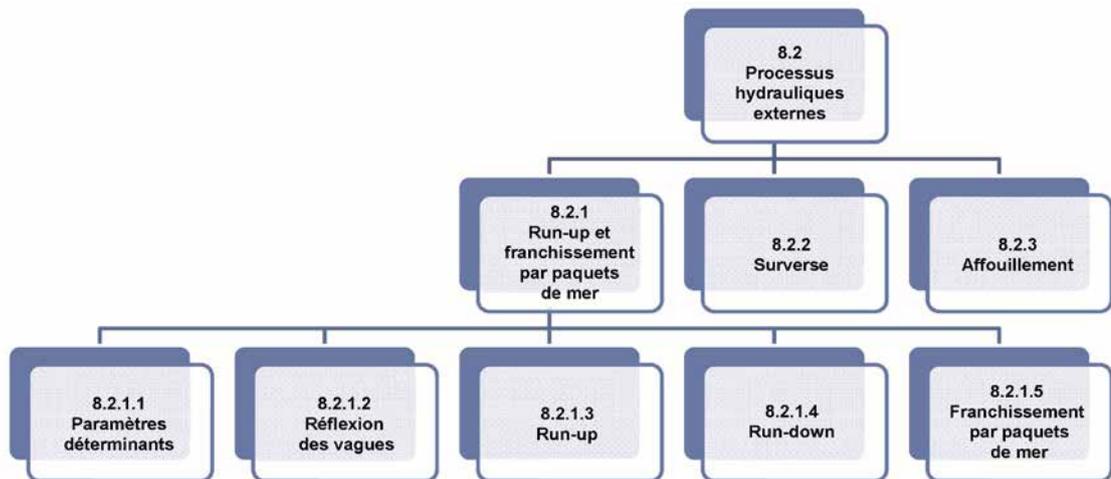
Le chapitre 8 est conçu comme une boîte à outils, utilisant des données d'entrée principalement issues des méthodes décrites au chapitre 7. Toutefois, le chapitre 8 peut également être très utile pour des ajustements techniques nécessaires lors de la phase de conception de la digue (cf. chapitre 9) ou encore lors de sa construction (cf. chapitre 10). Le tableau 8.1 indique les principales données nécessaires lors des phases de calculs et où trouver ces informations dans les autres chapitres du guide.

Tableau 8.1 Données utilisées lors des étapes de calculs

Type de données	Description des données et de leur mode d'utilisation	Réf. du chapitre
Géométrie de la digue et de son environnement	Description : données topographiques et bathymétriques. Utilisation : nécessaires pour établir des profils transversaux type de digues qui seront utilisés pour les analyses de stabilité.	7
Charges/contraintes de conception	Description : charges ou contraintes externes (géotechniques, hydrauliques, permanentes ou transitoires...) et leur évolution dans le temps (hydrogrammes). Utilisation : nécessaires aux calculs des charges/contraintes induites comme les contraintes internes utilisées dans les études de stabilité des digues.	7
Situations de conception	Description : situations hydrauliques (selon les choix faits par le maître d'ouvrage ou le gestionnaire de la digue en fonction des niveaux de protection retenus). Utilisation : requises pour déterminer les contraintes internes nécessaires dans les analyses de stabilité des digues.	5, 7, 9
Rapport d'analyses ou de caractérisations de site en phase de faisabilité ou de projet	Description : données de caractérisation d'un site en phase de faisabilité, de projet ou de conception Utilisation : pour toutes les phases de calculs, ces données sont utilisées pour définir les modèles géométriques et géotechniques. Elles conditionnent le choix des méthodes qui seront utilisées pour l'analyse des processus à étudier.	7,9
Planification du projet	Description : planification du projet Utilisation : détermine les choix de conception et de construction et donc les étapes de calculs (par exemple le besoin d'un recours à des techniques d'accélération des tassements ou de renforcement des sols).	5,9
Phasage de la construction	Description : projet de phases de construction de la digue Utilisation : détermine les étapes de calculs (étapes intermédiaires etc)	10
Dossier de récolement	Description : documents précisant les conditions de construction de la digue, y compris les changements par rapport au projet retenu, les données de site, les éléments de construction Utilisation : fournit des éléments écrits pour les adaptations et les calculs spécifiques	10

8.2 PROCESSUS HYDRAULIQUES EXTERNES

De nombreux processus hydrauliques externes doivent être pris en compte pour la conception ou l'évaluation d'une digue. Ces processus sont détaillés dans cette section qui comporte notamment les effets de la réflexion due aux vagues, de la surélévation du niveau de l'eau lorsque la vague rentre en contact avec un talus (*run-up*) ou son abaissement (*run-down*), le franchissement par paquets de mer, la surverse ou encore le processus d'affouillement. Le plan de cette section est décrit sur le diagramme ci-dessous.



8.2.1 Surcote due au déferlement des vagues et franchissement par paquets de mer

8.2.1.1 Paramètres déterminants

De nombreux comportements hydrauliques et structurels sur les digues dépendent de la forme et de l'intensité de l'action des vagues avant ou après qu'elles n'atteignent les digues. Les méthodologies de conception reposent souvent sur l'utilisation de formules ou de graphiques empiriques basés originellement sur les résultats de tests sur modèles hydrauliques. Elles relient la grandeur recherchée (en général le *wave run-up*/la hauteur de déferlement ou la masse limite du renforcement) aux paramètres représentant les conditions d'incidence de la vague (hauteur, période et longueur d'onde) et la géométrie de la structure (hauteur d'eau en pied, angle de la pente de la structure). Ces paramètres sont en général rassemblés dans des nombres adimensionnels qui ont des significations physiques, comme ceux décrits ci-après :

Cambrure de la vague

La cambrure de la vague s_0 (-) est un paramètre prenant en compte l'influence de la période de la vague. Elle est définie comme le rapport entre hauteur et largeur de la vague.

$$s_0 = \frac{H_s}{L_0} = \frac{2\pi H_s}{g T^2} \quad (8.1)$$

Où :

g = Constante de gravité (9.81 m/s²)

H_s = hauteur locale significative de vague (m)

T = période de la vague (s)

L_0 = longueur de la vague en eaux profondes (m)

En conditions aléatoires, la moyenne et la valeur de pic de la cambrure de la vague sont introduites en considérant respectivement la période moyenne T_m et la période de pic T_p de la vague dans l'équation 8.1. Il convient de noter que cette définition ne se suffit pas à elle seule car H et L peuvent toutes deux varier en fonction de la position considérée et de la profondeur (variant chacune elle-même en fonction du niveau de l'eau et du fond de la mer/du lac/de la rivière).

Similitude de déferlement ou nombre d'Iribarren

Le déferlement des vagues sur une pente naturelle ou celle appartenant à une structure peut être classé en fonction d'un paramètre appelé similitude de déferlement ou nombre d'Iribarren, ξ (-) défini par :

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_0}} \quad (8.2)$$

où α (°) est l'angle de la pente de la structure.

Comme pour la cambrure de la vague, ce paramètre peut être modifié en utilisant s_{0m} ou s_{0p} à la place de s_0 pour obtenir la similitude de déferlement moyenne (ξ_m) ou de pic (ξ_p) des vagues.

La profondeur d'eau relative relative

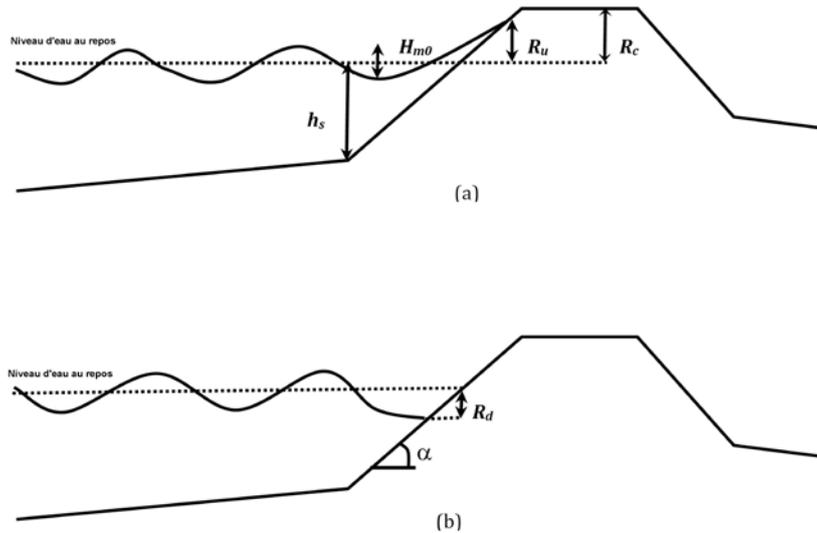
De nombreux processus liés aux vagues dépendent de la hauteur d'eau h (m) prise à l'aplomb du pied de la structure, non comme une valeur absolue, mais comme une valeur fonction des vagues. Le paramètre le plus utilisé est généralement la longueur de la vague notée souvent L_{0m} ou L_{0p} .

La profondeur d'eau relative peut alors être exprimée par h/L_{0m} ou h/L_{0p} .

La géométrie de la structure

Un des processus les plus importants pour une digue ou une structure côtière (mur) est son comportement lors d'un franchissement par paquets de mer, franchissement quantifié par son importance, le débit moyen franchi par unité de longueur de structure de défense ou encore par un coefficient de transmission de vague. Chacun de ces paramètres est fonction de l'élévation de la crête de l'ouvrage au-dessus du niveau courant de l'eau (SWL), facteur appelé revanche et noté R_c (m). Ce facteur est souvent pondéré par la hauteur d'incidence de la vague et donne la grandeur R_c/H_{st} .

Le second paramètre contrôlant le comportement d'un ouvrage est la pente du talus côté eau. Des digues de pente 1:1 (ce qui est très difficile à obtenir en pratique) ou 1:2 (cot $\alpha = 2.0$) ont des réponses en terme de déferlement ou de franchissement par paquets de mer très similaires. Ce dernier chute très rapidement dès que la pente est inférieure à 1:4 (cot $\alpha = 4.0$).



Note :

R_c = revanche, R_u = wave run-up, R_d = wave run-down, H_{m0} = hauteur de la vague au droit du pied de la digue, h_s = profondeur de l'eau au droit du pied de la digue par rapport au niveau d'eau courant (SWL)

Figure 8.2 Définition du run-up (a) et du run-down (b)

8.2.1.2 Réflexion des vagues

Toute vague entrant en contact avec une structure va être réfléchi(e) (au moins en partie). La mesure la plus utile de la performance de la structure à cette sollicitation est le coefficient de réflexion, C_r , défini comme le rapport entre les hauteurs de vague réfléchi(e) H_r (m) et incidente H_i (m).

$$C_r = \frac{H_r}{H_i} \quad (8.3)$$

Pour les murs verticaux, le coefficient de réflexion pour un simple mur est de l'ordre de $C_r \approx 0.85$ à 0.9 avec très peu d'influence sur la hauteur ou la période de la vague incidente. En général pour les digues types, de l'énergie va être dissipée sur le talus, le C_r sera plus petit, et cette dissipation sera d'autant plus grande que la pente de la digue sera plus faible. La réflexion pourra également être réduite en employant des revêtements à surface rugueuse et/ou poreuse.

Estimation majorante du coefficient de réflexion

Une manière très simple d'obtenir les majorants de C_r est décrite ci-dessous.

$$C_r = 0.79 + 0.11 \frac{R_c}{H_s} \quad \text{pour } \frac{R_c}{H_s} < 1.0 \quad (8.4)$$

$$C_r = 0.90 \quad \text{pour } \frac{R_c}{H_s} \geq 1.0 \quad (8.5)$$

Formule de Seelig

Les réflexions pour les pentes lisses ou renforcées peuvent être déduites d'une formule simple établie par Seelig (1983) et adaptée par Allsop (1990) pour des vagues aléatoires.

$$C_r = \frac{a \xi_m^2}{b + \xi_m^2} \quad (8.6)$$

où a et b sont des paramètres fixes dépendant de la rugosité et de la perméabilité de la surface. Allsop et Channel (1989) ont calculé les coefficients pour des surfaces lisses et renforcées, soumises à des vagues vérifiant $0.004 < s_m < 0.052$, et $0.6 < H_s/\Delta D_{n50} < 1.9$ où Δ est la densité relative de l'enrochement et D_{n50} le diamètre nominal médian de l'enrochement. Des valeurs types sont données au tableau 8.2 et représentées à la figure 8.3.

Tableau 8.2 Valeurs des coefficients a et b de l'équation (8.6)

Type de pente	a	b
Lisse	0,96	4,8
Enrochements – 2 couches	0,64	8,85
Enrochements – 1 couche	0,64	7,22

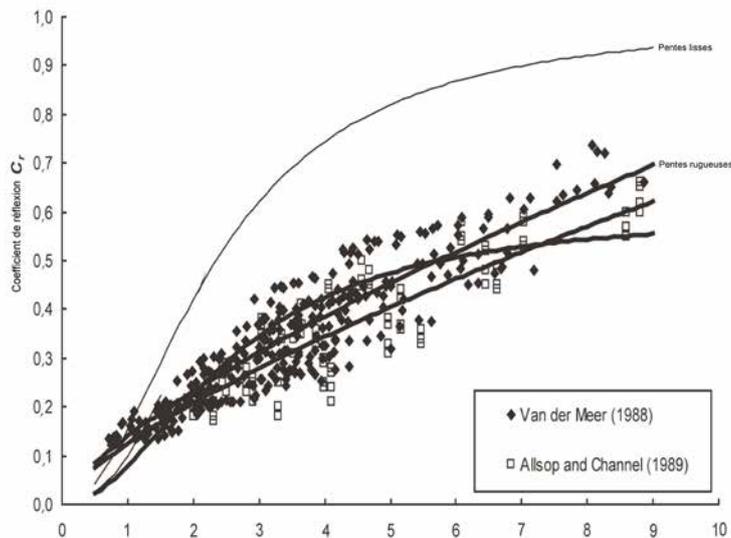


Figure 8.3 Réflexion de vagues sur les pentes (CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

8.2.1.3 Hauteur maximale de déferlement de vague

Le mécanisme de déferlement d'une vague sur une pente atteint un niveau dit maximal à l'extrémité de son extension. Ces hauteurs (ou niveaux) maximales de déferlement (R_u) (pour *run-up*) sont mesurées verticalement par rapport au niveau courant ou statique de l'eau (SWL) comme décrit à la figure 8.2. Le niveau maximal de déferlement le plus couramment utilisé pour définir les niveaux des crêtes des digues est le niveau $R_{u2\%}$, correspondant au niveau dépassé par seulement 2% des déferlements des vagues. Le niveau (ou hauteur) de retrait maximal du déferlement de vague (ou *run-down*) dépassé par 2% des retraits, $R_{d98\%}$, peut servir par exemple à la détermination du niveau inférieur du renforcement à mettre en place sur la digue. Pour les structures pour lesquelles les méthodes de détermination des franchissements par paquets de mer ne sont pas établies, l'utilisation des niveaux de déferlement

extrêmes peut être nécessaire. Le niveau de déferlement maximal dépend en premier lieu de l'angle de la pente et de la cambrure de la vague incidente. Plusieurs méthodes de calcul du niveau maximal de déferlement sont présentées ci-après, basées uniquement sur la géométrie de la pente de la digue (encadré 8.1), ou sur la similitude de déferlement.

Encadré 8.1

Méthodes géométriques pour le calcul du niveau maximal de déferlement

Formule de Wassing (1957)

Depuis très longtemps, les Néerlandais utilisent une formule simple pour estimer le niveau de déferlement maximal pour les pentes les plus douces $\tan \alpha \leq 1/3$ (Wassing, 1957) :

$$R_{u,2\%} = 8 H_{1/3} \tan \alpha \quad (8.7)$$

où α est l'angle ($^\circ$) de la pente de l'ouvrage comme définie précédemment et $H_{1/3}$ est la moyenne du tiers des vagues les plus hautes.

Méthode de Saville (1958)

Il s'agit d'une des méthodes les plus largement utilisée pour prévoir le niveau de déferlement maximal des vagues sur des géométries complexes (Saville, 1957). Elle est basée sur la prise en compte d'une hypothétique pente β ou pente effective de l'intégralité de la zone active de déferlement, qui s'étend du point de cassure de la vague jusqu'à l'extension extrême du déferlement.

$$\tan \beta = \frac{R_u + h_b}{X_{Ru} + X_b} \quad (8.8)$$

Où X_b est la distance horizontale (m) entre le rivage et le point de cassure des vagues, et h_b la profondeur (m) à l'aplomb de la zone d'initiation de la cassure de la vague.

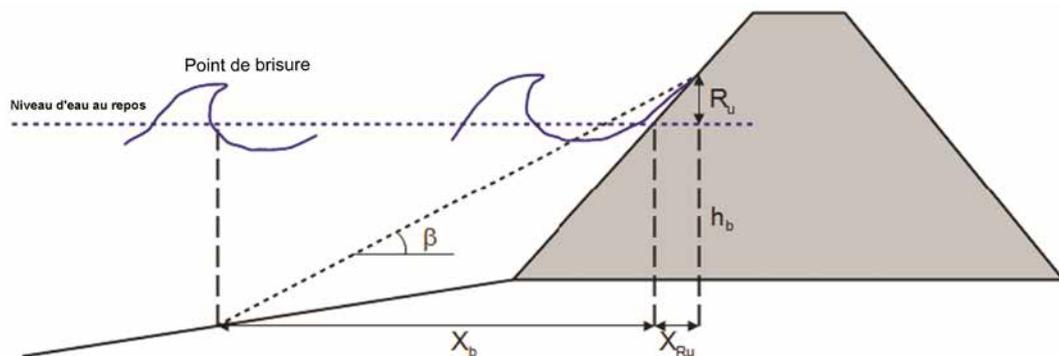


Figure 8.4 Définition de la pente effective pour des profils de plage idéaux

En utilisant l'équation de pente dans la formule de Hunt, on obtient :

$$R_u = \tan \beta \sqrt{H_0 L_0} \quad (8.9)$$

Où L_0 est la longueur d'onde et H_0 la hauteur de la vague, prises en eaux profondes. Pour un application générale quelles que soient les géométries des plages, le niveau maximal de déferlement est estimé de façon itérative de la manière suivante :

- une valeur limite du niveau de déferlement maximal est considérée ;
- une pente moyenne effective est calculée depuis le point de cassure des vagues jusqu'à la valeur prise en compte ;
- le niveau de déferlement maximal est estimé avec cette pente effective, sur les courbes établies empiriquement ;
- le niveau ainsi calculé est comparé à la valeur initialement prise en compte.

Cette procédure est laborieuse. Toutefois, pour le cas d'une pente connue uniforme, le problème est simplifié et est décrit par la solution analytique reproduite ci-après :

$$R_u = \frac{\tan \beta}{2} (X_b - \sqrt{H_0 L_0}) \left[\sqrt{1 + \frac{4 h_b \sqrt{H_0 L_0}}{\tan \beta (X_b - \sqrt{H_0 L_0})^2}} - 1 \right] \quad (8.10)$$

Encadré 8.1 (suite)

Méthodes géométriques pour le calcul du niveau maximal de déferlement

Cette approche s'applique aux pentes lisses (en utilisant le tableau 8.3). Son application aux pentes rugueuses peut se faire en appliquant le facteur de réduction $\gamma_f = 0.67$.

Tableau 8.3 Estimation du déferlement maximal pour des pentes lisses (d'après CFBR, 2012)

Pente	1/3	1/2.5	1/2
$H_0/L_0=0.1$	1.15	1.40	1.90
$H_0/L_0=0.08$	1.37	1.64	2.00
$H_0/L_0=0.07$	1.49	1.73	2.00

Méthodes de similitude du déferlement

Le niveau de déferlement maximal relatif R_u/H_s peut être déduit du pic de similitude de déferlement aussi appelé nombre d'Iribarren ξ . En tenant compte de l'influence de la risberme (γ_b), de la rugosité de la pente (γ_f) et de l'angle d'incidence de la vague (γ_β), le niveau de déferlement maximal prend en général la forme suivante :

$$\frac{R_{u,p}}{H_s} = \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta (A\xi + B) \quad (8.11)$$

où A et B sont des coefficients d'ajustement fonction de la perméabilité de la pente et de la probabilité cible p (%) pour l'estimation du niveau de déferlement maximal. Cette formule peut être complétée par une borne supérieure selon les données disponibles.

Méthode de Hunt (1959)

Pour les vagues régulières qui déferlent sur des pentes planes et imperméables, Hunt recommande d'utiliser l'équation suivante :

$$R_{u,2\%} = 2.3 H_s \xi_0 \quad (8.12)$$

Méthode d'Ahrens (1981)

Cette méthode prend en compte les vagues induites par le vent suivant une distribution de Rayleigh. Le niveau de déferlement maximal dépassé par p (%) des vagues, $R_{u,p}$, peut être calculé en utilisant la formule suivante :

$$R_{u,p} = 0.67 H_s \xi_0^{0.51} \sqrt{\frac{-\ln p}{2}} \quad (8.13)$$

Méthode de l'Eurotop (Pullen *et al.*, 2007)

Par exemple, le niveau de déferlement maximal dépassé par 2 % des vagues, $R_{u,2\%}$ peut être calculé en utilisant l'équation de Pullen *et al.* (2007) :

$$R_{u,2\%} = \gamma_f \gamma_b H_{m0} \min \left[1.65 \gamma_b \xi_{m-1.0} ; 4.00 - \frac{1.50}{\sqrt{\xi_{m-1.0}}} \right] \quad (8.14)$$

Où :

$R_{u,2\%}$ = niveau de déferlement maximal dépassé par 2 % des vagues (m)

H_{m0} = hauteur spectrale significative des vagues (m)

γ_b = facteur d'influence lié à la risberme (-)

γ_f = facteur d'influence lié à la rugosité de la pente (-)

γ_i = facteur d'influence lié à l'angle d'incidence des vagues (-)

$\xi_{m-1.0}$ = paramètre de similitude du déferlement (-)

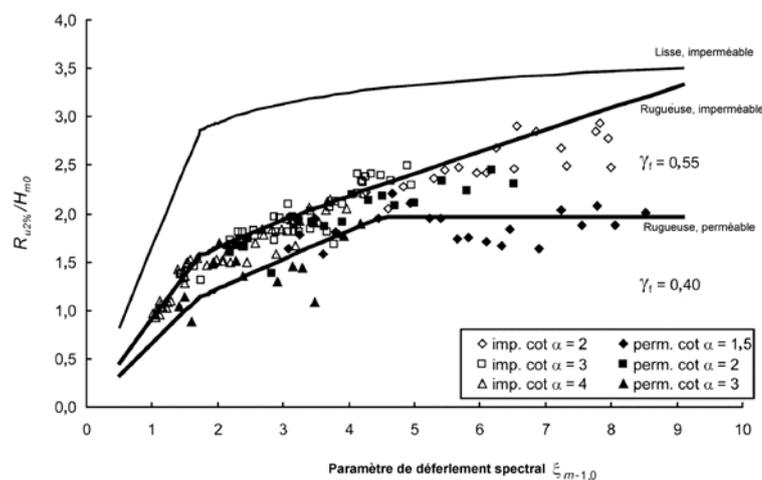


Figure 8.5 Niveau de déferlement relatif maximal sur des pentes en enrochements (sur supports perméables ou imperméables) comparé aux pentes lisses imperméables (d'après CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

Méthode de Pohl (1997)

Le paramètre de déferlement est également utilisé pour la classification des modes de cassure des vagues et des types de dispositifs antivagues. Pour les faibles valeurs du paramètre de déferlement, des cassures de vagues (par renversement, plongeant, montant brusquement/déferlant) seront présentes alors que pour des valeurs $\xi_{m-1.0} > 2$ à 3 aucune cassure n'apparaît (on assiste typiquement à une réflexion des vagues). Comme dans le spectre des vagues, un large éventail de paramètres peut être considéré, les vagues déferlantes et non déferlantes influencent toutes deux le processus de déferlement maximal dans la zone de transition. Ceci a été pris en compte dans la formule suivante (Pohl 1997, Pohl et Heyer 2005, *cf.* figure 8.6) :

$$R_{u,2\%} = P R_{u,2\%}^{nb} + (1 - P) R_{u,2\%}^b \quad (8.15)$$

Où :

$$P = 1 - \exp(-\xi_p/3.6)^{2.25}$$

Cette formule considère que le niveau de déferlement maximal dépassé par 2% des vagues, $R_{u,2\%}$, est dû pour une fraction P aux vagues non déferlantes et pour une fraction $1-P$ aux vagues déferlantes. En d'autres termes P représente la probabilité que les vagues ne déferlent pas et $1-P$ la probabilité qu'elles déferlent.

Par exemple, le niveau maximal de déferlement pour les « vagues déferlantes » sur une pente lisse peut être calculé au moyen de la formule de Hunt/Battjes :

$$R_{u,x\%}^b = k_r k_x \sqrt{H_m L_m} \tan \alpha \quad (8.16)$$

En utilisant $k_r = 1,0$ pour les pentes lisses et $k_x = 2,23$ comme un paramètre adimensionnel pour le dépassement à 2 % du niveau maximal de déferlement, avec $H_m = 0.63H_s$:

$$R_{u,x\%}^b = 1.77 H_{m0} \xi_{m-1.0} \quad (8.17)$$

Pour les « vagues non déferlantes », le niveau de déferlement maximal peut être calculé selon :

$$R_{u,x\%}^{nb} = 1.89 H_{m0} \sqrt{\frac{\pi}{2\alpha}} \quad (8.18)$$

Cette formule donne des résultats quasi-identiques pour les vagues déferlantes ($\xi_{m-1.0} < 2$). Dans la zone de transition cela donne un maximum local pour le niveau de déferlement $R_{2\%}/H_{m0}$ pour $\xi_{m-1.0} \approx 3$. Les défauts des autres approches comme les résultats qui tendent vers l'infini pour une augmentation (pour les vagues déferlantes) ou une diminution (vagues non déferlantes) de $\xi_{m-1.0}$ ou un emploi restreint à des domaines de validité différents, pourront être résolus avec cette approche (cf. figure 8.6). Pour des grandes valeurs de $\xi_{m-1.0}$ (vague non déferlante, mur vertical), la courbe de $R_{2\%}/H_{m0}$ établie par Pohl et Heyer (2005) tend asymptotiquement jusqu'à la valeur de $R_{2\%}/H_{m0} \rightarrow 2$, qui traduit une réflexion totale et est connue comme un état stationnaire de vague (ou clapotis) d'un point de vue théorique.

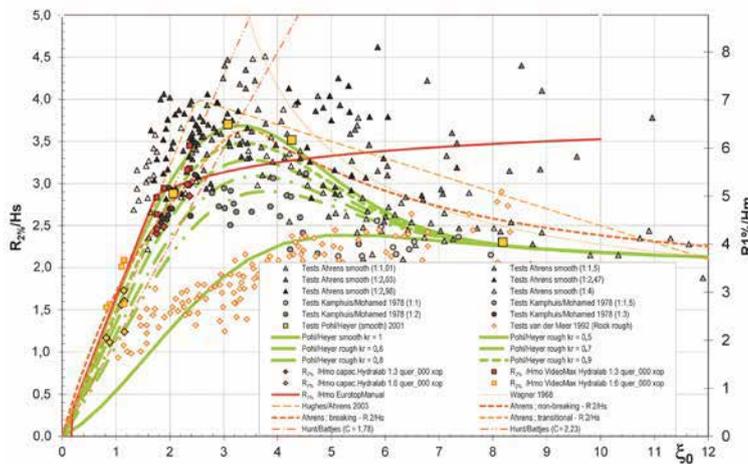


Figure 8.6 Niveau de déferlement maximal normalisé sur pentes lisses et rugueuses (Pohl *et al.*, 2012)

Méthode de Van der Meer (2002)

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_{m0}} = \gamma_f \gamma_\beta \gamma_b \gamma_p \begin{cases} 1.77 \xi_{m0} & 0.50 \leq \gamma_b \xi_{m0} \leq 1.80 \\ 4.30 - \frac{1.60}{\sqrt{\xi_{m0}}} & 1.80 \leq \gamma_b \xi_{m0} \end{cases} \quad (8.19)$$

où γ_p est un facteur d'influence pour la perméabilité de la structure (-).

Pour tenir compte de l'influence d'autres facteurs sur le niveau de déferlement maximal, on utilisera γ_b pour l'influence d'une risberme, γ_f pour la rugosité de la pente et γ_β pour l'angle d'incidence de la vague.

Formule de Van Gent (2000 et 2001)

Une équation alternative pour le niveau de déferlement maximal a été recommandée par Melby (2012) suite à l'évaluation de plusieurs méthodes empiriques de prédiction, pour des déferlements sur des structures ou des plages. Melby considère l'équation de Van Gent (2000 et 2001) comme la meilleure formule prédictive en présence de structures non perméables comme les digues. Elle donne potentiellement des valeurs plus faibles que Pullen *et al.* (2007) et est définie par :

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_{m0}} = \gamma_f \gamma_\beta \gamma_b \gamma_p \begin{cases} 1.35 \xi_{m-1.0} & \xi_{m-1.0} \leq 1.7 \\ 4.7 - 4.1/\xi_{m-1.0} & \xi_{m-1.0} \geq 1.7 \end{cases} \quad (8.20)$$

Influence de la rugosité de la pente

Différentes valeurs de γ_f sont proposées par Pullen *et al.* (2007), et quelques exemples sont listés au tableau 8.4.

Tableau 8.4 Exemples de facteurs d'influence en fonction de la rugosité de la pente

Type de renforcement	Facteur de réduction, γ_f
Béton lisse/asphalte	1,0
Béton avec des éléments rugueux	0,7–0,95
Pente enherbée	0,9–1,0
Enrochements, une couche	0,55–0,6
Enrochements, deux couches	0,50–0,55

Influence de l'angle d'incidence de la vague

L'angle d'attaque de la vague, β ($^\circ$), est défini comme l'angle entre la direction de propagation de la vague et l'axe perpendiculaire à la direction principale de la structure (pour un angle d'attaque normal à la structure : $\beta = 0^\circ$). Il y a de nombreuses approches pour estimer γ_β en cas d'une incidence de vague oblique. Le coefficient γ_β est défini comme le rapport entre le niveau de déferlement maximal normalisé pour un angle d'incidence de la vague $\beta \neq 0^\circ$ et le niveau de déferlement maximal normalisé pour un angle d'incidence normal $\beta = 0^\circ$. Il peut être calculé en utilisant l'équation donnée par Wagner et Bürger :

$$\gamma_\beta = 0.35 + 0.65 \cos \beta \quad (8.21)$$

et par de Waal et Van der Meer pour une mer légèrement agitée

$$\gamma_\beta = 1 - 0.022 |\beta| \quad (8.22)$$

Dans le cas particulier des approches de vagues très obliques ($\beta \rightarrow \pm 90^\circ$) les valeurs limites sont en partie improbables, invitant à n'appliquer cette formule que pour des angles $\rightarrow \beta < |\pm 50^\circ|$.

Influence de la risberme

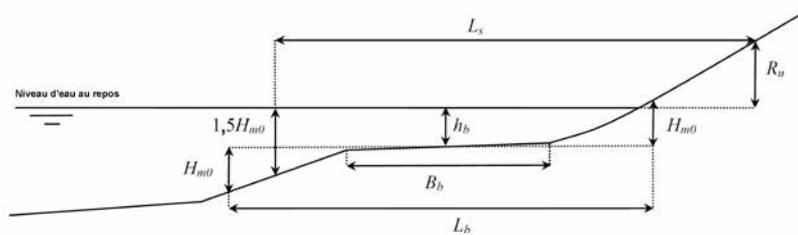


Figure 8.7 Notations pour le paramètre d'influence de la risberme

L'aire d'influence de la risberme (cf. figure 8.7) est définie par la distance horizontale entre le point correspondant au niveau $SWL - 1.5H_{m0}$ et le niveau $SWL + R_u$. La première étape consiste à déterminer la pente représentative. Pour les pentes comportant une risberme, elle peut être estimée par :

$$\tan \alpha = \frac{R_u + 1.5H_{m0}}{L_s - B_b} \quad (8.23)$$

Pour les pentes de profils complexes, on utilise une pente moyenne donnée par :

$$\tan \alpha = \frac{4 H_{m0}}{L} \quad (8.24)$$

où L est la distance horizontale entre les points de la digue situés à $2H_{m0}$ au-dessus et $2H_{m0}$ en dessous du niveau d'eau permanent (SWL).

Aussi, le paramètre de similitude du déferlement peut être défini comme $\xi_{m-1.0}$. Le facteur de réduction dû à la risberme est déterminé par l'expression :

$$0.6 \leq \gamma_b = 1 - \frac{B_b}{L_b} (1 - k_h) \leq 1.0 \quad (8.25)$$

avec k_h défini selon l'équation suivante :

$$k_h = \frac{1}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\pi h_b}{x} \right) \right] \quad (8.26)$$

Où :

x = R_u si la berme est située au dessus du SWL or $2H_{m0}$ si la berme est en dessous de SWL

k_h = 1 si la berme est en dehors de l'aire d'influence

h_b = la profondeur (m) au niveau de la zone de cassure des vagues

8.2.1.4 Niveau de retrait maximal de vague

Le niveau de retrait maximal de vague n'est en général pas aussi important que le niveau maximal de déferlement qui peut conduire à des franchissements par paquets de mer. Ces deux niveaux donnent toutefois une idée de la zone d'influence de la vague sur la pente. Le niveau de retrait maximal est généralement plus fort sur des pentes imperméables (*i.e.* sur des pentes en béton ou revêtues) puisque l'eau ne peut pas percoler dans les interstices comme elle le ferait sur des pentes perméables (*i.e.* sur des pentes enherbées ou en terre). Selon Van der Meer (1988), la période des vagues et l'angle de la pente en pied de digue ont également une influence sur le retrait maximal des vagues. Ainsi, selon les caractéristiques des vagues et de la pente, il pourra éventuellement se produire une érosion de surface, due à la vitesse de retrait maximal de la vague.

8.2.1.5 Franchissement par paquets de mer

Pour les digues et murs côtiers ou lacustres, la réponse la plus courante aux sollicitations hydrauliques est le franchissement par paquets de mer, qui s'exprime classiquement par le débit moyen franchissant par unité de longueur de l'ouvrage de défense q (*cf.* encadré 8.2), mais parfois comme le nombre ou pourcentage de vagues incidentes sur la crête, $N_{wo\%}$. Notons toutefois que comme les hauteurs de vague ont une distribution aléatoire, la plupart des digues à la mer ou celles présentes sur les berges des lacs pourront connaître des franchissements par paquets de mer lors de conditions extrêmes. C'est pourquoi les calculs des niveaux de déferlement maximaux sont en général moins utiles au moment de la conception que les calculs des débits franchissants. La méthode élémentaire mise au point par Owen (1980) est décrite à l'encadré 8.3.

Encadré 8.2
Franchissement par paquets de mer sur les remblais côtiers
(d'après Hewlett *et al.*, 1987)

Une pratique usuelle en ingénierie côtière est d'adopter un profil et une crête de remblai qui permettront de limiter le débit franchissant à une valeur maximale acceptable, pour des conditions de haute mer et de vagues. Le débit franchissant moyen a été défini par des tests en laboratoire pour des profils réguliers de remblai et pour différentes conditions de niveau d'eau et de vagues. Il n'y a pas de valeur universelle acceptable pour le débit moyen franchissant maximal tolérable sur des ouvrages de défense. Goda (1971) recommande toutefois pour les débits moyens franchissants, les valeurs maximales, q , suivantes permettant d'assurer la stabilité des crêtes ou talus aval enherbés ou pavés des remblais de protection côtière.

	\bar{q} (m ³ /s/m)
Crête et talus aval pavés	0,05
Crête pavée et talus aval enherbé	0,02
Crête et talus aval seulement enherbés	0,005

Encadré 8.3
Méthode simple d'évaluation du franchissement par paquets de mer
(d'après Owen, 1980)

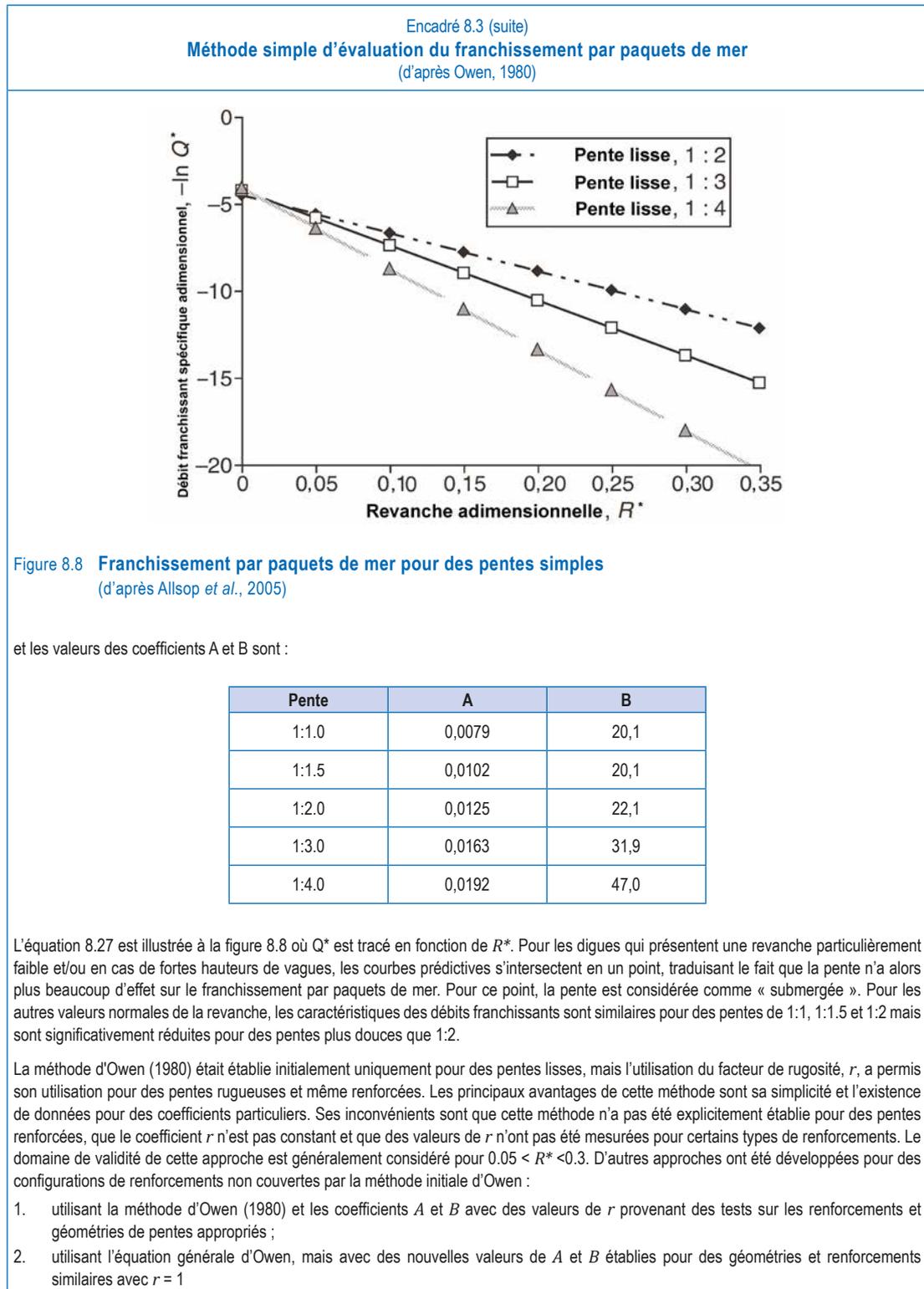
Au Royaume-Uni, beaucoup de murs de défense côtière dans les régions rurales ont des profils transversaux simples avec des pentes de 1:2-1:4. Leur performance vis-à-vis du franchissement par paquets de mer en conditions aléatoires de vagues a été étudiée de façon approfondie à la fin des années 1970. Les débits franchissants pour ces conditions ont été exprimés en fonction de la revanche R_c et des paramètres de vagues H_s et T_m . La méthode de prédiction développée par Owen (1980 et 1982) relie les paramètres adimensionnels Q^* et R^* par une équation exponentielle du coefficient de rugosité, r , et les coefficients A et B donnés pour chaque pente.

$$Q^* = A \exp\left(-B \frac{R^*}{r}\right) \tag{8.27}$$

Où :

$$Q^* = q / (g T_m H_s)$$

$$R^* = R_c / T_m (g H_s)$$



Configurations du franchissement par paquets de mer

Il existe quatre configurations de franchissements (cf. figure 8.9) qui peuvent toucher les digues :

- franchissement par paquets de mer avec revanche positive ;
- franchissement par paquets de mer avec revanche nulle ;
- surverse par surélévation du niveau de la mer avec revanche négative ;
- combinaison d'une surverse par surélévation et franchissement par paquets de mer.

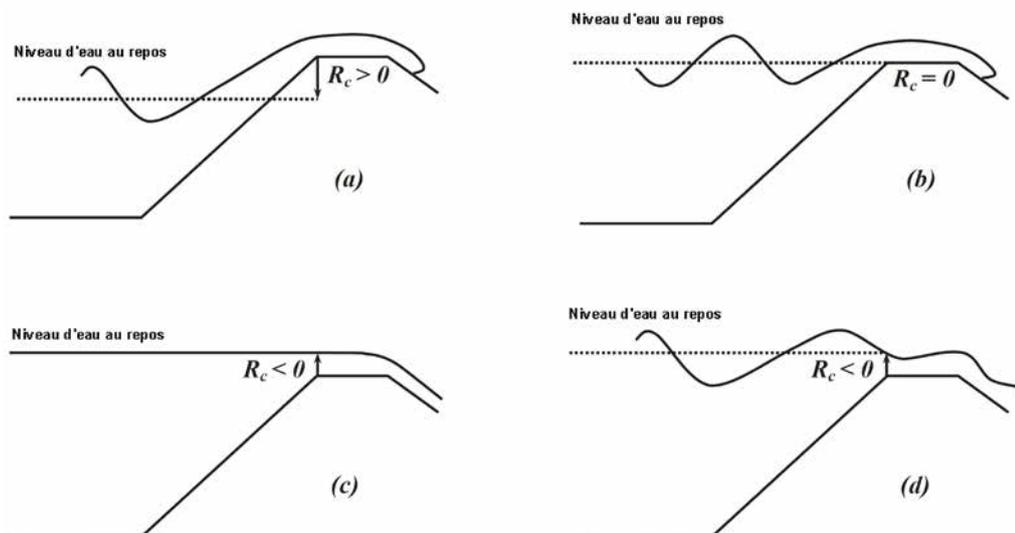


Figure 8.9 **Quatre types de franchissement pas paquets de mer sur les digues :**
franchissement par paquets de mer avec revanche positive (a),
franchissement par paquets de mer avec revanche nulle (b),
surverse avec revanche négative (c),
combinaison d'une surverse et d'un franchissement par paquets de mer avec revanche négative (d)
 (d'après Pullen *et al.*, 2007)

Franchissement par paquets de mer avec revanche positive

Van der Meer (2002) and Pullen *et al.* (2007) ont révisé la moyenne du franchissement par paquets de mer développée par Van der Mer et Janssen (1995) pour les conceptions probabilistes. Dans les cas où de fortes vagues cassantes sont présentes (ie $\xi_{m-1,0} > 5.0$), les vagues longues influencent les prédictions conduisant à une sous-estimation des franchissements. Quand $\xi_{m-1,0} > 7.0$, l'équation suivante devrait être utilisée pour estimer le débit franchissant par paquets de mer avec revanche positive :

$$Q = \frac{q_w}{\sqrt{g} H_{m0}^3} = \begin{cases} \frac{0.067 \gamma_b \xi_{m-1,0}}{\sqrt{\tan \alpha}} \exp \left(- \left\{ \frac{4.75 R_c}{\gamma_f \gamma_b \gamma_\beta H_{m0} \xi_{m-1,0}} \right\} \right) & \xi_{m-1,0} < 5.0 \\ 10 \exp \left(- \left\{ \frac{R_c}{\gamma_f \gamma_b H_{m0} (0.33 + 0.22 \xi_{m-1,0})} \right\} \right) & \xi_{m-1,0} > 7.0 \end{cases} \quad (8.28)$$

Utiliser une interpolation linéaire entre ces deux équations pour les vagues cassantes telles que $5 < \xi_{m-1,0} < 7$. L'équation ci-dessous est la valeur maximale que la moyenne des débits franchissants ne doit pas dépasser.

$$Q < 0.2 \exp \left(- \left\{ \frac{2.60 R_c}{\gamma_f \gamma_b H_{m0}} \right\} \right) \quad (8.29)$$

Franchissement par paquets de mer avec revanche nulle

Schüttrumpf (2001) et Schüttrumpf *et al.* (2001) ont dérivé les équations donnant le débit moyen franchissant en se basant sur des tests sur modèles sur pentes lisses de 1:3 à 1:6. Leurs résultats sont également présentés dans l'article de Pullen *et al.* (2007) pour des digues résistantes au franchissement par paquets de mer quand le niveau d'eau s'approche du niveau de la crête avec :

$$Q = \frac{q_w}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \begin{cases} 0.0537 \xi_{m-1.0} & \xi_{m-1.0} < 2.0 \\ 0.136 - \frac{0.226}{\xi_{m-1.0}^3} & \xi_{m-1.0} \geq 2.0 \end{cases} \quad (8.30)$$

Surverse seule avec revanche négative

Si le niveau de l'eau se situe au-dessus de la crête, alors le franchissement par paquets de mer peut être modélisé comme un écoulement sur un déversoir de longueur infinie comme décrit pour les écoulements à surface libre (Nenderson, 1966). Le débit franchissant est alors donné par :

$$q_s = 0.5443 \sqrt{g | -R_c^3 |} \approx 0.6 \sqrt{g | -R_c^3 |} \quad (8.31)$$

où R_c est la hauteur négative relative de la crête ou profondeur de surverse (*i.e.* la différence entre le niveau de surélévation de la mer et la cote de la crête). La deuxième partie de cette équation est l'approximation proposée par Pullen *et al.* (2007).

Combinaison d'une surverse et d'un franchissement par paquets de mer avec revanche négative

La dernière configuration du franchissement par paquets de mer est la combinaison d'une surverse (par surélévation du niveau de la mer) et du franchissement lié aux vagues. Dans cette configuration, les deux phénomènes arrivent simultanément. Chaque vague entraîne potentiellement un franchissement de la digue et le pic de débit instantané peut avoir une valeur correspondant à plusieurs fois la valeur du débit de surverse. Le débit franchissant est variable dans le temps et n'est pas uniforme spatialement. Pullen *et al.* (2007) proposent une approximation du débit moyen combinant la surverse (par surélévation) et le franchissement par paquets de mer q_{ws} pour $\xi_{m-1.0} < 2.0$ en superposant les équations pour le franchissement par paquet de mer avec une revanche nulle et pour la surverse avec revanche négative :

$$\frac{q_{ws}}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.034 + 0.53 \left(\frac{-R_c}{H_{m0}} \right)^{1.58} \quad R_c < 0 \quad (8.32)$$

Hughes et Nadal (2008) ont réalisé des expérimentations sur des digues trapézoïdales à l'échelle 1:25. Ils ont testé dans leurs expériences vingt-sept cas différents combinant trois niveaux de surverse et neuf configurations de hauteurs et de périodes de vagues. Ils ont ainsi mis au point une nouvelle équation empirique qui exprime le débit moyen franchissant par unité de longueur de crête de digue q_{ws} en fonction de la revanche négative et de la hauteur significative de la vague incidente. La nouvelle équation correspond très bien aux données. Elle a été comparée aux équations de Schüttrumpf *et al.* (2001) et de Reeve *et al.* (2008) et donne de plus faibles valeurs du débit franchissant, tout en suivant les mêmes tendances. Leur débit franchissant combiné, q_{ws} , est donné par :

$$q_{ws} \equiv q_w + q_s = 0.0537 \xi_{m-1.0} \sqrt{g H_{m0}^3} + 0.5443 \sqrt{g | -R_c^3 |} \quad \xi_{m-1.0} < 2.0 \quad (8.33)$$

Noter qu'une valeur négative R_c doit être rentrée pour s'assurer que la valeur entre crochets sera positive.

Potentiel d'érosion du talus aval/côté terre de la digue

Le pied du talus de digue côté terre est le point de départ le plus fréquent d'une érosion. L'écoulement s'accélère pour atteindre un écoulement torrentiel et continue jusqu'au pied du talus de digue où un ressaut hydraulique se produit. Une érosion se développe à cause des fortes vitesses et de la turbulence au sein du ressaut. L'érosion se propage en amont jusqu'à atteindre la crête de la digue.

Dans des conditions d'écoulement typiques de déversement, le débit devient constant quand un équilibre s'établit entre la quantité de mouvement et les forces de frottement le long du talus. L'équation de Manning de la vitesse v_b en régime uniforme est défini comme suit :

$$v_b = \left(\frac{\sqrt{\sin \beta}}{n} \right)^{0.6} q_s^{0.4} \quad (8.34)$$

où :

β = l'angle de la pente côté terre

q_s = le débit critique en situation permanente ($m^3/s/ml$)

n = le coefficient de Manning (-)

Hewlett *et al.* (1987) recommandent $n = 0,03$ pour les pentes de 1:10, diminuant linéairement jusqu'à $n = 0.02$ pour les pentes de 1:3 ou plus raides. Comme l'équation de Manning a été dérivée pour les pentes douces, cette équation n'est pas strictement valide pour les pentes raides où l'entraînement d'air devient significatif.

L'écoulement sur le talus aval dans le cas d'une surverse combinée à des franchissements dus aux vagues est instable et plus difficile à analyser. Hughes et Nadal (2008) ont développé les formules suivantes donnant l'épaisseur moyenne h_b et la vitesse v_b de l'écoulement sur le talus aval.

$$h_b = 0.4 \left(\frac{q_{ws}^2}{g \sin \beta} \right)^{1/3} \quad (8.35)$$

$$v_b = 2.5 (q_{ws} g \sin \beta)^{1/3} \quad (8.36)$$

D'un point de vue strictement scientifique, ces équations ne sont valables que pour des pentes de 1:3 et pour la rugosité utilisée lors de leurs expérimentations jusqu'à ce que d'autres expériences viennent valider ces résultats. En général, les facteurs de friction pour les pentes enherbées seront proches de la rugosité utilisée en laboratoire mais pour les pentes renforcées, les facteurs de rugosité peuvent être bien plus élevés.

Franchissement par paquets de mer au-dessus d'un mur-digue

Les vagues peuvent franchir les murs-digues verticaux même lorsque le niveau de surélévation de la mer en cas de tempête se trouve sous le niveau de la crête du mur, comme dessiné à la figure 8.10. La fraction de la vague située au-dessus du mur chute et plonge au pied du mur sous l'effet de la gravité. La quantité d'eau franchissant le mur varie en fonction du temps et le débit franchissant, non permanent, est fonction de la hauteur de la vague, de sa période et du niveau de surélévation de la mer par rapport au mur. Une érosion des sols non protégés apparaît lors de ces franchissements et le caractère instable du processus, combiné à la position aléatoire du point de chute des vagues due à leur irrégularité, rendent difficile voire impossible l'estimation de l'affouillement ainsi produit.

Les mécanismes hydromécaniques de ce phénomène sont assez complexes car une partie significative des vagues est réfléchi et ce sont ces dernières qui vont interagir de façon non linéaire sur les vagues incidentes. Il est donc nécessaire d'émettre un certain nombre d'hypothèses simplificatrices pour donner une estimation de l'affouillement selon les méthodes données ci-après.

On peut partir du postulat que les vagues incidentes sont considérées comme des vagues formées en eaux peu profondes et considérer également que la crête de ces vagues atteint le mur sans être perturbée par les vagues réfléchies, c'est à dire qu'il n'y a pas d'interaction chaotique entre les vagues incidentes et réfléchies. En eaux profondes, les vagues sont symétriques par rapport au niveau courant de la mer (SWL) et la distance verticale entre la crête de la vague et le niveau de mer au repos est alors la même que celle entre la base de la vague et le niveau de mer au repos. Cependant, en eaux peu profondes, les crêtes de vague deviennent plus pointues, leurs bases plus aplaties et la distance entre la crête et le niveau de mer au repos devient proportionnellement prépondérante. Pour un développement simple présenté à la figure 8.10, considérons que la distance de la crête de vague au niveau de mer au repos représente dans ce cas 70 % de la hauteur H de la vague.

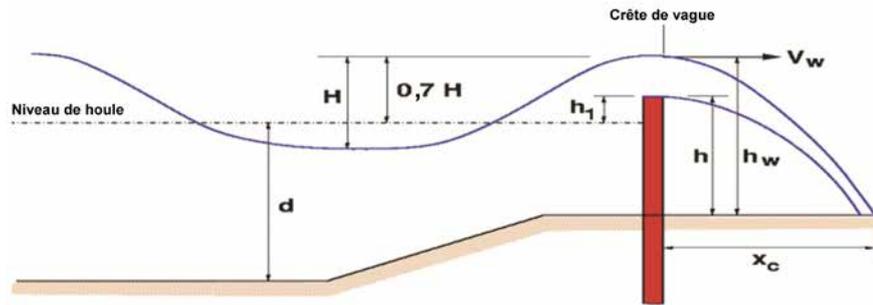


Figure 8.10 Schéma d'un franchissement d'un mur-digue par paquets de mer
(source : USACE, 2008)

Lorsque la crête de la vague franchit le mur-digue, la vitesse orbitale des particules d'eau de la surface libre est voisine de la célérité de la vague. En utilisant, pour définir la célérité de la vague, la célérité donnée par la théorie du troisième ordre pour les vagues non linéaires en eaux peu profondes, la vitesse horizontale V_w est donnée par :

$$V_w = \sqrt{g(d + H)} \quad (8.37)$$

où :

- g = constante de gravitation (9,81 m/s²)
- d = profondeur d'eau au pied de la structure (m)
- H = hauteur de la vague incidente (m)

Noter qu'en eaux peu profondes, la célérité de la vague est indépendante de sa période et dépend seulement de sa hauteur et de la profondeur d'eau. La distance du mur à laquelle la vague vient impacter le sol peut être déduite de la formule d'un objet en chute libre possédant une vitesse horizontale initiale V_w et tombant d'une hauteur h_w .

$$h_w = h + 0.7 H + h_1 \quad (8.38)$$

où h est la hauteur entre le sommet du mur-digue et le sol, h_1 (m, positive ou négative selon la position du niveau de la mer par rapport au sommet du mur) est la distance entre le haut du mur-digue et le niveau de la mer. Si ce dernier est plus bas que le sommet du mur alors la hauteur h_1 est négative. Si le niveau de la mer dépasse le mur alors h_1 est positive. La distance verticale de chute est une fonction du temps de chute et de l'accélération de la pesanteur $h_w = gt^2/2$. Donc, le temps pour qu'une particule d'eau située à la crête de la vague atteigne le sol est donné par :

$$t_f = \sqrt{\frac{2h_w}{g}} \quad (8.39)$$

La distance horizontale parcourue par cette particule pendant cette chute libre est simplement $x_c = V_w t_p$, donnant par combinaison avec les formules précédentes :

$$x_C = \sqrt{2(d + H)(h + 0.7H + h_1)} \quad (8.40)$$

De plus amples détails sont présentés dans USACE (2008). Les détails de calculs pour une trajectoire de nappe en cas de surverse et de franchissement par paquets de mer sont identiques à ceux présentés à la section 8.2.2.4 pour un écoulement au-dessus d'un mur-digue. En présence de vagues, l'équation montrée à la section 8.2.2.4 doit être ajustée pour tenir compte d'une vitesse horizontale variable produite par l'oscillation des vagues. Ceci aboutit à une estimation instable et dépendante du temps de la position du jet et de sa vitesse. Cette force et son point d'impact varieront en fonction de la longueur des cycles de vagues et les protections en pied aval devront être dimensionnées sur les bases des fluctuations maximales de ces cycles.

8.2.2 Surverse

La surverse apparaît lorsque l'eau présente d'un côté de la digue dépasse, en un ou plusieurs points, le niveau de la crête de digue le long de son profil en long. Elle survient le plus fréquemment lorsque le niveau d'eau côté rivière ou côté mer devient plus haut que le niveau de la crête de digue. Cependant, il est possible qu'une surverse se produise en « sens inverse » si le niveau d'eau côté « zone protégée » dépasse la digue. Une surverse peut être continue pendant une période où le niveau de crue de référence pour la digue est dépassé, ou peut être intermittente, par exemple en présence de vagues. La surverse peut se produire sur des digues en terre ou des murs-digues de tous types. Elle entraîne des désordres qui vont de l'érosion mineure sur le talus côté terre jusqu'à la rupture des composants de la digue, rupture conduisant à la brèche.

Dans les études de stabilité ou de conception des digues, il est impératif de vérifier la capacité des sections homogènes de digues à résister aux forces érosives provoquées par la surverse. Le potentiel d'érosion dépend aussi bien de la vitesse maximale de l'écoulement que de la hauteur et de la durée de la surverse. Les études de stabilité ou de conception d'une digue doivent évaluer le potentiel d'érosion par surverse même si celle-ci n'est pas attendue pour des conditions normales de service de l'ouvrage.

Tout système d'endiguement est sujet à la surverse causée par des phénomènes naturels. Les méthodes probabilistes utilisées et les incertitudes lors des calculs des niveaux d'eau permettant de caler la cote des crêtes des digues, impliquent des possibilités de surverse. Même lorsque de faibles probabilités d'occurrence sont utilisées pour définir la hauteur de digue, il existe un risque qu'un événement de plus forte amplitude se produise pendant la durée de vie de l'ouvrage (cf. encadré 2.8).

L'évaluation d'un digue existante doit prendre en compte les conditions hydrologiques et hydrauliques du bassin versant et leurs impacts sur les niveaux d'eau qui peuvent provoquer une surverse. La section 7.3 décrit les modèles hydrologiques et hydrauliques permettant d'accomplir ces analyses.

Le concepteur d'une nouvelle digue doit définir les conditions de sites et les combinaisons d'événements extrêmes qui pourront conduire à une surverse. La section 9.3.5 présente les considérations à prendre en compte pour la surverse. Les principales considérations orientant la conception étant les conséquences d'une rupture, à savoir, par ordre d'importance, tous les effets sur les vies humaines, les biens et les terrains situés côté terre.

8.2.2.1 Débit de surverse

Le débit de surverse est la quantité d'eau franchissant une section de digue de longueur donnée et est généralement exprimé par un débit unitaire q ($m^3/s/ml$). Le débit unitaire de surverse est fonction de la hauteur d'eau surversante et des caractéristiques physiques de la crête de digue et de la longueur de la section de déversement. Comme les digues sont en général parallèles à la direction principale de l'écoulement, la surverse est comparable à un déversoir latéral. Cela signifie qu'un écoulement sur une digue est instable et qu'il varie graduellement en fonction de la pente de la surface libre de la rivière (cf. figure 8.11). Ceci est accentué si le niveau de la crête n'est pas constant, comme c'est le cas lors des surverses sur les digues. La présence de vagues ajoute un degré de complexité aux conditions instables d'écoulement (cf. figure 8.12).

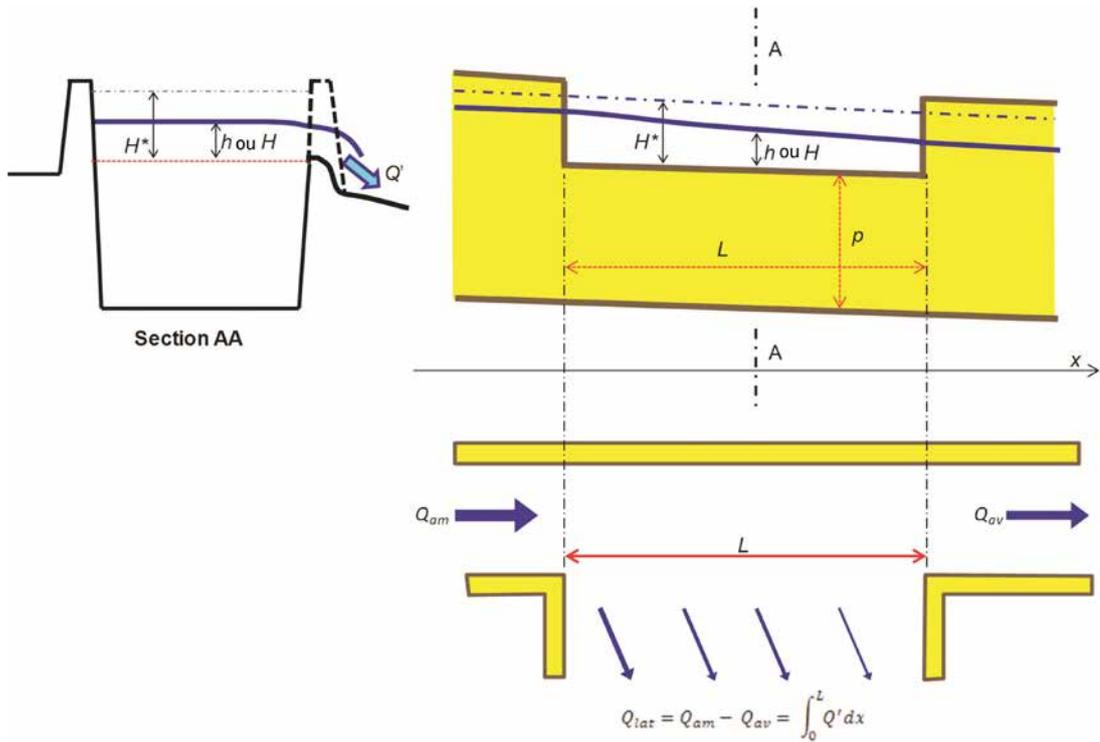


Figure 8.11 Illustration de la variation progressive de débit pour une surverse sur une section latérale à l'écoulement (d'après Degoutte, 2012)

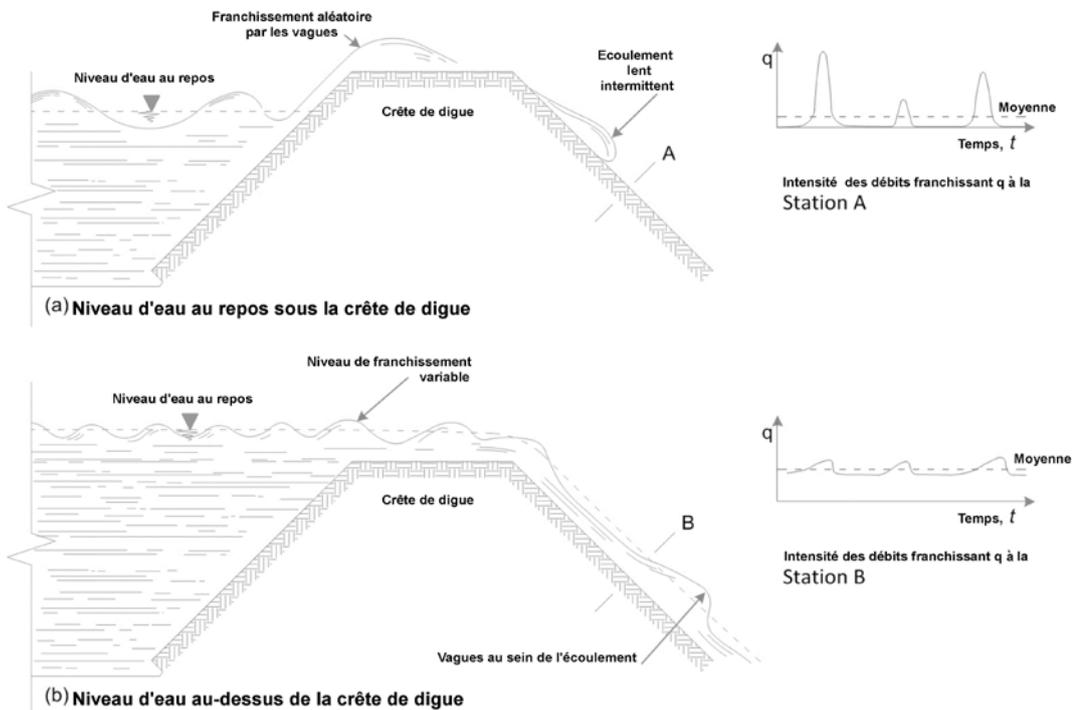


Figure 8.12 Effets des vagues sur la création d'un débit franchissant non permanent (d'après Hewlett *et al.*, 1987)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Une méthode simplifiée d'estimation du débit de surverse uniforme sur une section de digue en remblai est obtenue par l'équation utilisée pour les déversoirs de grande largeur en crête.

$$Q = C_d L H^{3/2} \quad (8.41)$$

$$q = C_d H^{3/2} \quad (8.42)$$

où Q (m^3/s) est le débit total, q ($m^3/s/m$) le débit linéaire par unité de longueur de section surversée, C_d un coefficient de débit du déversoir, L (m) la longueur de la section surversée, et H (m) la charge hydraulique de la lame d'eau surversante.

Approche basique

En prenant pour hypothèse que la cote de la crête demeure constante, la surverse se rapproche fortement d'un problème d'hydraulique classique d'écoulement sur un déversoir. Aussi considère-t-on une charge additionnelle H_a correspondant à la vitesse d'approche V_a définie par :

$$H_a = \alpha \frac{V_a^2}{2g} \quad (8.43)$$

où α est un facteur de correction lié à l'énergie cinétique, autorisant des vitesses non uniformes sur le profil en travers de digue. Le débit linéaire est donné par :

$$q = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} \left[H^{*3/2} - H_a^{3/2} \right] \quad (8.44)$$

où :

q = débit d'écoulement par unité de longueur (m^2/s)

C = coefficient d'écoulement (-)

g = constante gravitationnelle (9.81 m/s^2)

H = charge sur la crête (m)

H^* = $H + H_a$, charge équivalente sur la crête (m)

L'expérience montre que des valeurs typiques de C sont comprises entre 0,5 et 2,6 pour des digues en situation de surverse. La valeur la plus faible correspond à une surverse perpendiculaire ou presque à la direction principale d'écoulement de la rivière. Les valeurs les plus hautes peuvent être utilisées quand la surverse se produit sur le côté convexe d'un coude, là où la surverse est quasiment alignée avec la direction de l'écoulement principal du cours d'eau (cf. figure 8.13).

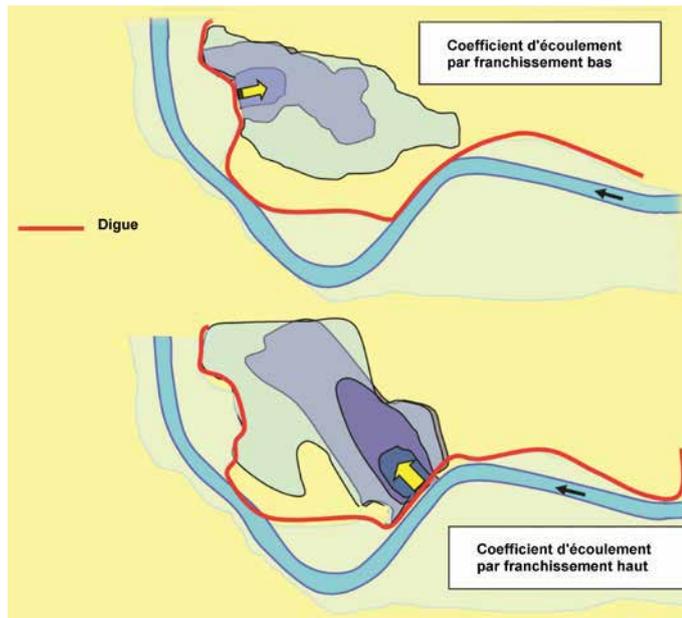


Figure 8.13 Angle d'incidence du courant du chenal principal et son effet sur le coefficient de débit du déversoir (d'après Degoutte, 2012)

La difficulté de cette approche réside en la pente longitudinale de la surface libre tout au long de la rivière et dans le fait que la crête de la digue est rarement constante, entraînant une variation de la charge surversante le long de la digue. Les débits de surverse estimés par la méthode simplifiée devraient être comparés aux résultats fournis par les modèles numériques établis lors des phases de caractérisation du site (cf. section 7.3) ou aux résultats des modélisations fines réalisées spécifiquement pour les déversoirs ou les sections déversantes. Les résultats de ces modélisations sont nécessaires pour calculer les charges hydrauliques déversantes H (m). Les modèles réalisés en conditions non permanentes fournissent également les débits franchissants et les charges hydrauliques pour chacun des points de l'hydrogramme de crue considéré.

Procédure de Hager

Hager (1987) a développé une procédure pour calculer la valeur du coefficient de déversoir C_d à utiliser dans les équations standard des déversoirs (cf. équation 8.41). Le coefficient C_d est donné par :

$$C_d = \frac{3}{5} \sqrt{g} C_0 \sqrt{\frac{1-W}{3-2y-W}} \left\{ 1 - (\beta + s_0) \sqrt{\frac{3(1-y)}{y-W}} \right\} \quad (8.45)$$

Où :

$$W = p/(H_i+p), y = (H+p)/(H+p)$$

où :

H = hauteur d'eau au-dessus du déversoir (m)

p = hauteur du déversoir au-dessus du sol (m)

H^* = hauteur de l'équipotentielle au-dessus du déversoir = $H + H_o$ (m)

s_0 = pente moyenne du lit du chenal principal (rd)

β = angle de contraction du chenal principal (0 si le déversoir est parallèle au chenal principal) (rd)

C_0 = f (forme du déversoir), coefficient de débitance comme indiqué au tableau 8.5

L'angle de contraction du chenal principal utilisé dans l'équation 8.45 est indiqué graphiquement sur la figure 8.14.

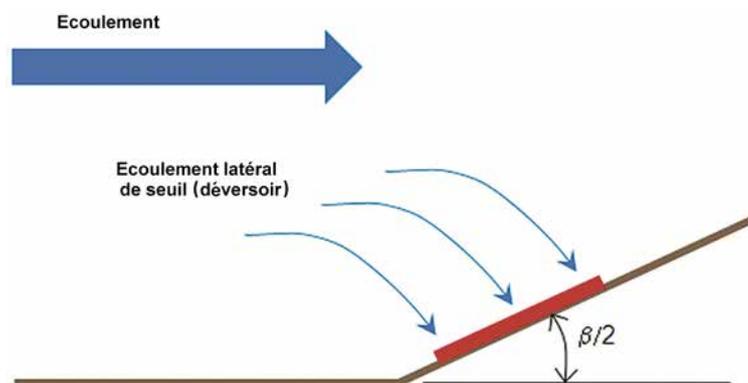


Figure 8.14 Angle β nécessaire au calcul du coefficient de déversoir dans la méthode de Hager (1987)

Tableau 8.5 Valeurs de C_o
(d'après Hager, 1987)

Types de déversoirs	Valeurs de C_o
À crête mince	1.0
Sans hauteur	8/7
À large crête (b = largeur du déversoir dans la direction de l'écoulement)	$1 - \frac{2}{9 \left[1 + \left(\frac{H_t}{b} \right)^4 \right]}$
À crête arrondie (r = rayon de courbure de la crête du déversoir)	$\frac{\sqrt{3}}{2} \left[1 + \frac{\frac{22}{81} \left(\frac{H_t}{r} \right)^2}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{H_t}{r} \right)^2} \right]$

L'équation de Hager's (1987) tient compte des effets de la profondeur de l'écoulement, de la vitesse d'approche, de la direction de l'écoulement latéral et de la forme du déversoir latéral, dans le calcul du coefficient de débit du déversoir.

Digues à crête mince

Une approche similaire peut être appliquée lorsque la surverse se produit sur un mur-digue de crête étroite. L'écoulement de l'eau sur la structure produit un jet qui ne reste pas en contact complet avec la face arrière du mur.

Bien que les effets de la viscosité et de la tension de surface soient en général secondaires, ils ne peuvent plus être négligés lorsque la largeur (B) du mur devient non négligeable par rapport à la charge hydraulique (H). Les valeurs de C_o varient approximativement de 0,58 à 0,78. Des formules empiriques permettent d'évaluer ce phénomène.

Formule de Francis

C'est l'une des formules les plus utilisées pour calculer le débit. Le coefficient d'écoulement est exprimé comme suit et ne tient pas compte des effets de la contraction latérale.

$$C_d = 0.623 \tag{8.46}$$

Formule de Bazin

Dans cette formule, le coefficient de débit est donné par :

$$C_d = 0.405 + \frac{0.003}{H + H_a} \quad (8.47)$$

Formule de Rehbock

Dans cette formule, le coefficient de débit est donné par :

$$C_d = 0.605 + 0.08 \frac{H}{z} + \frac{0.001}{H} \quad (8.48)$$

où z est la hauteur de la crête.

La principale conséquence d'une surverse sur un mur-digue est l'affouillement potentiel que le jet peut provoquer sur le sol situé côté terre (cf. section 8.2.2.4).

8.2.2.2 Déversoirs et structures fusibles

Les calculs de conception se servent des modèles hydrauliques développés lors de la phase de caractérisation de site (cf. chapitre 7) et les améliorent pour évaluer les déversoirs et les structures fusibles composant le système d'endiguement. Les modèles issus des phases de caractérisation comportent des lois d'écoulement de seuil et prennent en compte, s'il y a lieu, les effets d'une surverse sur un hydrogramme de crue, mais ne permettent pas d'optimiser la conception des déversoirs ou des structures fusibles (cf. figure 8.15). Au moment de la conception, des détails sont ajoutés aux modèles pour permettre d'évaluer déversoirs et fusibles. Les résultats en conditions d'écoulement non permanentes sont utilisés pour dimensionner les différentes parties des déversoirs/fusibles. Dans certains cas, il est nécessaire d'utiliser des modèles physiques pour évaluer la performance des structures et pour ajuster leur conception issue des calculs numériques.

En termes simples, les hydrogrammes décrivant les conditions d'écoulement dans le cours d'eau (établis lors des études de caractérisation du site (cf. chapitre 7) sont injectés dans les modèles avec les positions retenues pour la digue afin de voir comment ces digues influencent le débit, que ce soit en amplitude ou dans le temps. La figure 8.15 montre cela pour un « hydrogramme avec déversoir ». S'il est nécessaire, pour contrôler et gérer la surverse due à cet hydrogramme, une section surversante spécifique pourra être incorporée au système d'endiguement. La capacité de cette section est déterminée par la hauteur d'eau déversant sur la crête, la longueur de digue surversée et la durée de la surverse (cf. figure 8.15). Une section déversante suffisamment dimensionnée permettra d'éviter tout débordement sur une autre section de la digue. En revanche, la hauteur d'eau présente du côté terre de la section déversante influence et augmente les niveaux d'eau entrant, comme le décrit la figure 8.15.

Les formules de seuils (cf. équations 8.46 à 8.48) ci-dessus représentent les cas les plus simples pour les calculs des débits de surverse. Ces formules fournissent une estimation raisonnable du débit de surverse lorsque la digue ou le déversoir possèdent une forme proche d'un seuil. Il y a des déversoirs qui fonctionnent avec différents types de portes et même avec des explosifs pour contrôler et réguler l'écoulement dans les chenaux aval. Lorsque des portes sont utilisées, les caractéristiques de débitance de ces portes, des structures associées et des manœuvres vont déterminer la quantité d'eau soustraite à la rivière qui entrera côté terre. Les déversoirs-fusibles sont des segments de digues conçus avec une crête de digue plus basse pour permettre la surverse. Dans certains cas, les déversoirs-fusibles comportent des éléments voués à s'éroder, voire à créer une brèche dans le remblai. L'analyse de ces sections fusibles est complexe de par la grande méconnaissance de la vitesse de développement de la brèche.

Fournir les détails de la conception hydraulique des déversoirs/structures fusibles n'entre pas dans l'objectif de ce guide. Des approches spécifiques et des méthodologies de conception des déversoirs peuvent être trouvées dans Degoutte (2012) et USACE (1992). Le dimensionnement précis des déversoirs ou des structures fusibles est typiquement un processus itératif qui doit permettre d'atteindre un équilibre entre performance du déversoir et détails structurels nécessaires, tout en considérant les débits unitaires, la fréquence d'utilisation et les forces érosives en jeu.

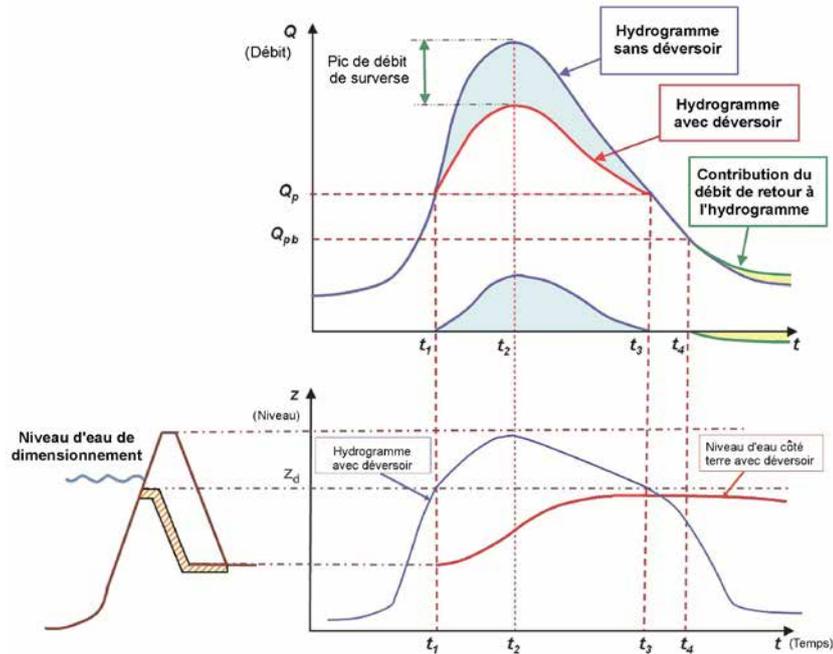


Figure 8.15 Effet d'un déversoir/d'un fusible sur l'hydrogramme de crue (d'après Degoutte, 2012)

Les parties ombrées en bleu des hydrogrammes de la figure 8.15 correspondent aux volumes d'eau soustraits à la rivière par le déversoir. Les parties en jaune représentent les volumes qui retournent dans la rivière. Les hydrogrammes tels que dessinés sur la figure sont obtenus si le déversoir n'a pas de limites (i.e. le déversoir a une capacité de stockage infinie).

Pour les sections de digue dédiées à la surverse ou pour les talus des remblais exposés à de faibles franchissements liés aux vagues (comme ceux présents sur les systèmes de défense des petits lacs ou des rivières), les seuils de débits et les débits retenus lors de la conception sont en général basés sur des événements possédant une probabilité d'occurrence (ou un risque) précise.

Alors que les remblais sont soumis, sur leur talus côté eau, à une activité substantielle liée aux vagues (pour les lacs, estuaires ou rivières soumis à un grand *fetch*), les conditions d'une surverse proviennent en général de la combinaison d'un niveau d'eau extrême et de l'action des vagues. Dans ces conditions, le débit de débordement varie et la détermination du débit maximal dimensionnant pour les mesures de protection revient aux ingénieurs. En raison du caractère aléatoire de la génération des vagues par le vent, l'intensité locale du débit maximum, pour une section de remblai spécifique submergée par une grosse vague, peut être de une à deux fois plus forte que l'intensité du débit significatif moyen (cf. figure 8.12).

8.2.2.3 Performances hydrauliques des déversoirs sur les digues

Une fois estimés le débit et la durée de la surverse (cf. section 7.3), les caractéristiques de l'écoulement sur la crête et le long du talus côté terre de la digue doivent être calculées. La hauteur d'eau critique (pour laquelle le nombre de Froude, Fr , est égal à l'unité) est d'abord calculée pour le débit de débordement/franchissement par paquets (cf. section 7.3.6.1). La hauteur d'eau critique se trouve (ou est très proche) au niveau de la crête de digue côté terre.

Comme la pente de la digue côté terre est forte et que l'eau à son pied est peu profonde, l'écoulement continue d'accélérer jusqu'à ce que la hauteur normale soit atteinte. La hauteur normale peut être estimée en utilisant une solution itérative basée sur les équations de Manning fournies à l'équation 7.17 en utilisant le débit estimé de surverse (cf. équations 8.46 or 8.47). Une fois atteinte la hauteur normale pour un débit de surverse donné, l'écoulement se poursuit en l'état (de hauteur et de vitesse) sur le talus aval jusqu'à ce qu'une modification se produise sur le talus ou que le niveau en pied de digue ne commence à s'élever. À ce moment, l'écoulement décélère rapidement en raison de la forte perte d'énergie due au « ressaut hydraulique » (cf. figure 8.17). À ce stade, la zone protégée est pleinement inondée et le niveau d'eau atteint quasiment celui de la rivière. La figure 8.18 montre les différents états possibles en pied de digue côté terre, lors de la surverse.

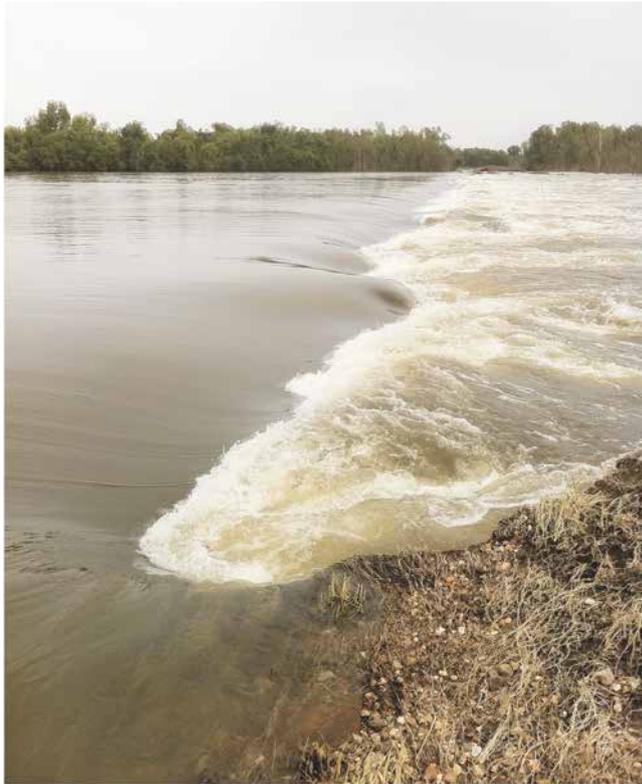


Figure 8.16 **Surverse d'une digue avec une forte dissipation d'énergie où l'accélération de l'écoulement interagit sur son niveau aval. La crête de la digue a été érodée de façon significative lors de la surverse**
(source : USACE)

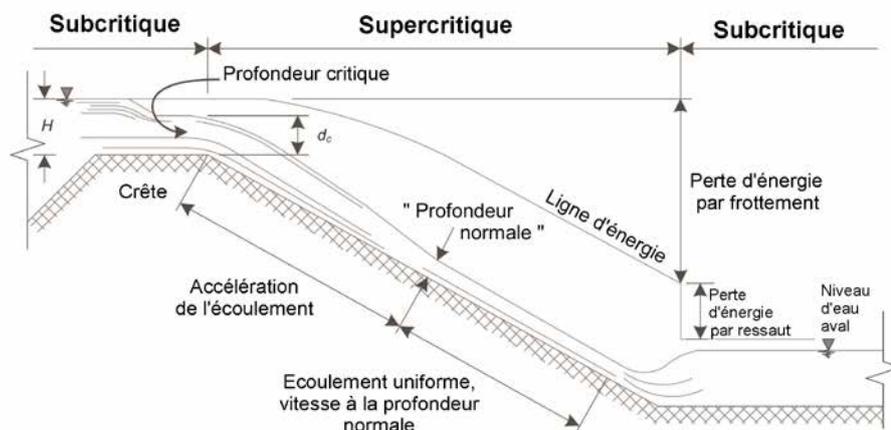


Figure 8.17 **Coupe montrant les différents états potentiels de l'écoulement à l'aval d'une section de digue ou d'un déversoir lors d'une surverse**
(Hewlett *et al.*, 1987)

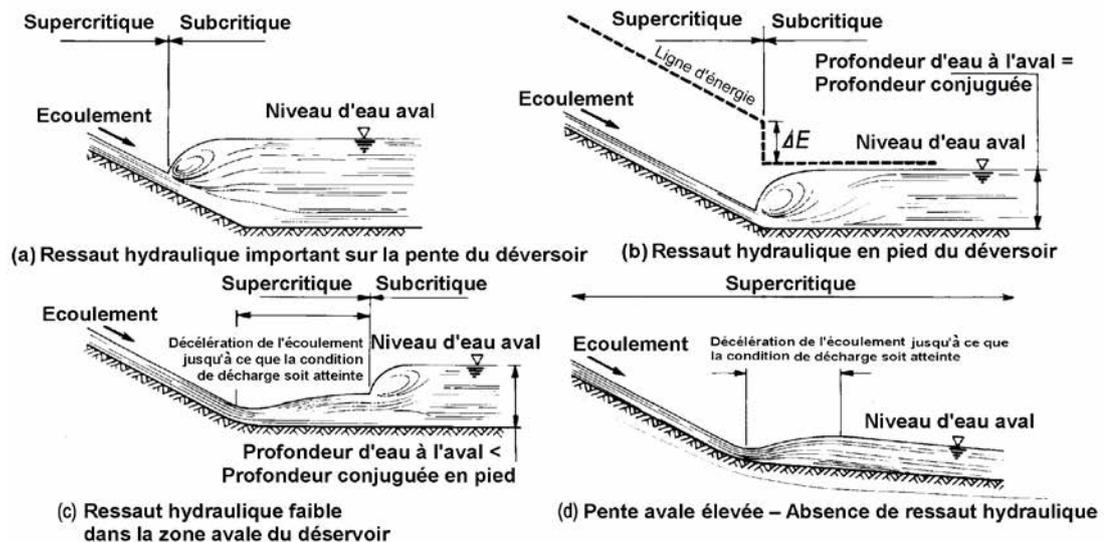


Figure 8.18 Différentes combinaisons possibles en pied de digue côté terre lors d'une surverse (Hewlett *et al.*, 1987)

Deux facteurs essentiels dans la surverse sont la vitesse de l'écoulement sur le talus côté aval de la digue (ici, le talus déversant peut se trouver côté terre ou côté rivière selon le sens de la surverse) et la très forte turbulence et dissipation d'énergie lors du ressaut hydraulique. La détermination de la vitesse sur le talus aval a été développée en utilisant la hauteur normale à l'aide de l'équation 7.17. Il est donc nécessaire de déterminer les dimensions du ressaut hydraulique pour concevoir les protections *ad hoc*. Le lecteur pourra pour cela se référer aux manuels d'hydraulique standard, notamment Chow (1959) pour des détails complets sur le ressaut hydraulique.

La quantité d'énergie dissipée par le ressaut dépend du nombre de Froude (Fr) de l'écoulement superficiel amont (*cf.* encadré 8.4). La profondeur en pied après formation complète du ressaut peut être calculée par :

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (8.49)$$

Où y est la hauteur d'eau avec y_1 pour les conditions de l'écoulement amont et y_2 pour les conditions aval. Une fois le ressaut complet formé, la longueur peut être estimée par :

$$L_{jump} = 220 y_1 \tanh \left[\frac{Fr_1 - 1}{22} \right] \quad (8.50)$$

avec L_{jump} en mètre, y_1 la profondeur pour les conditions de l'écoulement amont et \tanh la tangente hyperbolique.

La profondeur en pied aval peut également être calculée en utilisant l'équation de Manning et la valeur obtenue comparée à la valeur y_2 issue de l'équation 8.53. Si la valeur obtenue pour la profondeur est plus petite que y_2 , alors le ressaut ne sera pas totalement formé. Une manière de s'assurer que le ressaut sera totalement développé est d'abaisser le pied aval de la digue de telle sorte que la profondeur totale y_2 soit atteinte avant que le ressaut ne progresse vers l'aval. (*cf.* figure 8.19).

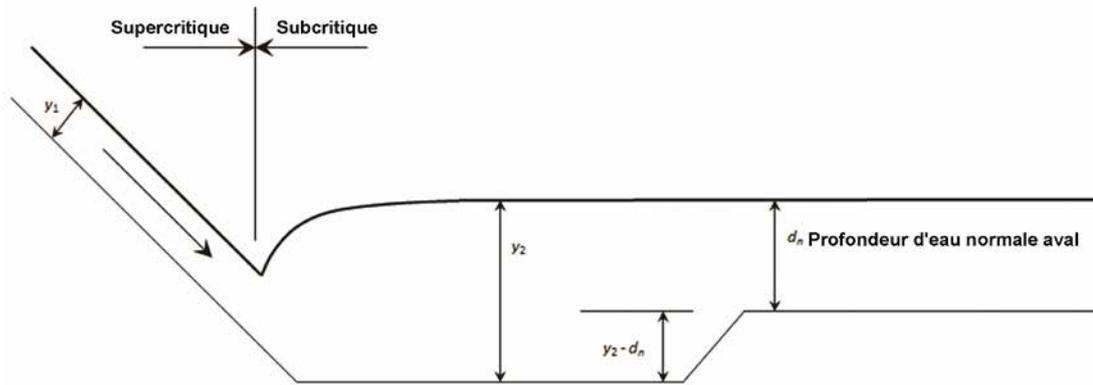


Figure 8.19 Mesures permettant d'atteindre un développement complet du ressaut hydraulique tout en limitant la profondeur d'eau normale aval

Encadré 8.4
Perte d'énergie dans un ressaut hydraulique
 (Hewlett *et al.*, 1987)

Pour une pente et une rugosité données, le nombre de Froude, Fr , ne doit pas varier fortement avec le débit. Par exemple, dans un canal hydraulique suffisamment large, l'équation de Manning donnant la vitesse moyenne de l'écoulement peut être remplacée par :

$$Fr \cong \frac{V}{\sqrt{gh}} = \frac{h^{1/6}}{n} \sqrt{S} \quad (8.51)$$

Des valeurs typiques du nombre de Froude pour des applications dans les canaux (comme pour les pentes enherbées sur les digues) sont :

Pente S	Fr
1V : 2,5H	5 à 6
1V : 5H	4 à 5
1V : 10H	3 à 4
1V : 25H	2 à 3
1V : 50H	2

La perte d'énergie, ΔE , dans un ressaut hydraulique, est en général exprimée comme une fraction de l'énergie spécifique, E , de l'écoulement entrant/amont. $\Delta E/E$ varie de 65% environ pour $Fr = 7$ à environ 15 % pour $Fr = 2$. Pour des nombres de Froude inférieurs à 2, le ressaut hydraulique est faible et la perte d'énergie relativement petite.

Un exemple des points à prendre en compte lors des interventions sur des déversoirs ou des fusibles composant des digues ou lorsque des franchissements par paquets surviennent est présenté à l'encadré 8.5.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Encadré 8.5
Écoulement de subsurface
 (d'après Hewlett *et al.*, 1987)

Pendant le fonctionnement des déversoirs ou des structures fusibles sur les digues ou lorsque des franchissements par paquets de mer surviennent, le champ d'écoulement dans les couches inférieures du renforcement et/ou du sol à son contact est déterminé par les conditions hydrauliques aux limites à l'interface avec la nappe en écoulement libre.

Pour un écoulement uniforme, la charge hydrostatique liée à l'écoulement libre dans le cours d'eau peut conduire à :

1. des infiltrations dans la partie non saturée du sol ;
2. des écoulements internes parallèles à la pente du talus aval (avec un gradient hydraulique égal à la pente du chenal d'écoulement ou du cours d'eau).

L'infiltration est fonction du taux d'infiltration à la frontière avec le chenal d'écoulement (par exemple le talus amont ou la couche de renforcement) et le débit de fuite est gouverné par la perméabilité de la sous-couche (renforcement et/ou sol au contact de celui-ci)

En conditions d'écoulement turbulent dans le cours d'eau, des fluctuations dynamiques de la pression d'eau vont apparaître aux frontières, mais en général (dans la limite des vitesses recommandées ci-après) l'écoulement de subsurface est relativement stable et sa direction est parallèle ou perpendiculaire à la frontière du chenal d'écoulement. En considérant les limites des vitesses d'écoulements dans le cours d'eau et la nature des sols en surface rappelées par Hewlett *et al.* (1987), la formation d'une érosion régressive ou l'entraînement de particules fines à travers les couches inférieures du renforcement/des couches de sols en surface, du fait de l'écoulement de subsurface, est alors improbable.

Les conditions d'écoulement de subsurface pour un cours d'eau/chenal renforcé par enherbement doivent être distinguées de celles présentes sous une couche d'enrochements ou de toute autre surface sujettes à l'attaque des vagues. Avec l'attaque des vagues, les conditions hydrauliques aux limites sont instables et, à un certain moment du cycle de chaque vague, l'écoulement de subsurface est dirigé en dehors de la frontière du chenal d'écoulement libre. Cette « action de succion » cyclique du sol comporte de façon répétée de forts gradients de sortie ; ce qui entraîne des besoins onéreux pour le dimensionnement des filtres qui doivent :

1. empêcher les particules du sol de toute migration ;
2. maintenir une perméabilité intrinsèque suffisamment élevée pendant leur durée de vie pour empêcher toute perte de charge excessive qui pourrait conduire à une rupture par soulèvement hydraulique.

Des informations complémentaires sur les écoulements de subsurface et sur les critères de filtre associés à l'action des vagues et les canaux de navigation sont fournies dans Ise (1984), CIRIA, CUR, Cerema (2007), et PIANC (1987).

8.2.2.4 Performance hydraulique des murs-digues

Les murs-digues qui peuvent être sujets aux surverses doivent être conçus avec des protections anti-érosives, côté zone protégée (côté sec), capables de résister à la force du jet tombant librement depuis le haut du mur. La figure 8.20 illustre un écoulement déversant depuis un mur et plongeant (dans ce cas) dans une retenue d'eau présente en pied côté zone protégée. Ce jet plongeant pénètre le plan d'eau et provoque de grands tourbillons qui érodent la surface non protégée du sol. Ce même phénomène va créer un affouillement au pied du mur si le niveau d'eau côté zone protégée ne demeure pas constant.

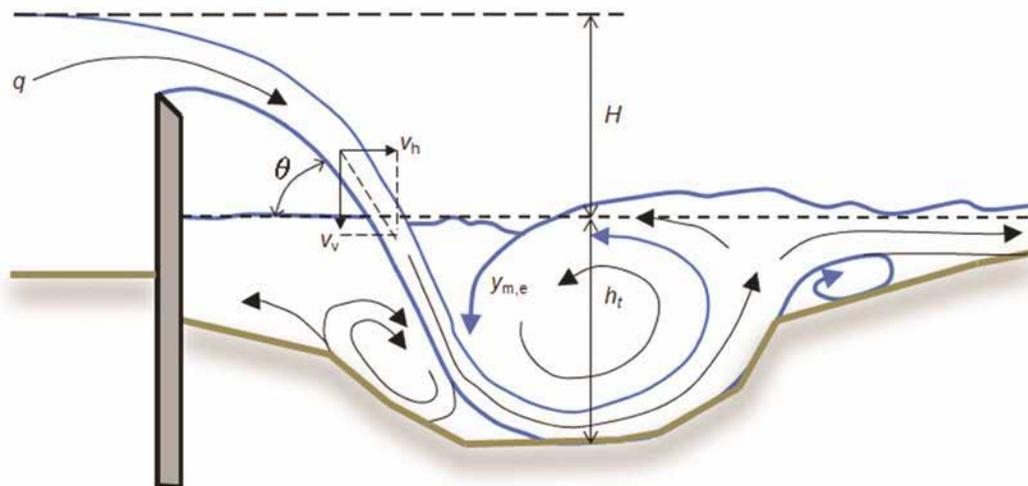


Figure 8.20 **Formation d'une fosse d'affouillement par un jet de débordement**
 (d'après Hoffmans et Verheij, 1997)

Cette action d'affouillement déplace du matériau qui procurait éventuellement une poussée latérale stabilisatrice du côté aval (ou « zone protégée ») du mur-digue vertical. La rupture se produit si la partie restante non endommagée de la fondation à proximité du mur ne peut supporter, soit la force de cisaillement, soit le moment de renversement exercé sur le mur-digue par la charge hydraulique côté cours d'eau.

Le jet passant par dessus le mur-digue possède deux surfaces limitant son profil comme les « nappes » (constituant une surface continue). La surface inférieure est plus proche de l'arrière du mur et la surface supérieure représente l'extension de l'écoulement libre de débordement. Les trajectoires de ces deux surfaces sont données dans la plupart des manuels traitant d'écoulement à surface libre (cf. Chow, 1959, et Morris et Wiggert, 1963).

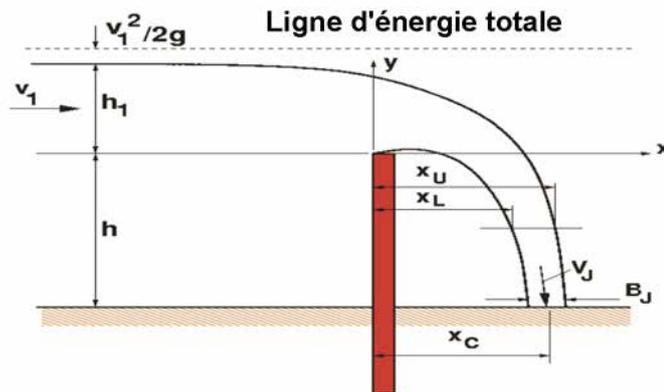


Figure 8.21 Écoulement par-dessus un mur-digue considéré comme un seuil à crête mince (source : USACE, 2008)

Dans leur forme adimensionnelle, les équations se présentent comme suit dans un système de coordonnées x-y défini à la figure 8.21.

$$\text{Nappe inférieure} \quad \frac{y_L}{H^*} = A \left(\frac{x}{H^*} \right)^2 + B \left(\frac{x}{H^*} \right) + C \quad (8.52)$$

$$\text{Nappe supérieure} \quad \frac{y_U}{H^*} = \frac{y_L}{H^*} + D \quad (8.53)$$

Avec les paramètres définis comme suit :

$$A = -0,425 + 0,25G$$

$$B = 0,4111 - 1,603G - (1,568G^2 + 0,892G + 0,127)^{1/2}$$

$$C = 0,150 - 0,45G$$

$$D = 0,57 - 0,02[10(G - 0,208)]^2 \exp[10(G - 0,208)] \text{ avec } G = V_a^2/2gH^*$$

Ce qui donne pour x_L et x_U les équations :

$$\text{Nappe inférieure} \quad \frac{x_L}{h_1} = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4A(C - y/h_1)}}{2A} \quad (8.54)$$

$$\text{Nappe supérieure} \quad \frac{x_U}{h_1} = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4A(C + D - y/h_1)}}{2A} \quad (8.55)$$

La distance au centre du jet x_c au niveau du sol est la moyenne arithmétique de x_L et x_U . Les points d'intersection des surfaces inférieure et supérieure avec l'horizontale, au niveau du sol côté zone protégée du mur-digue sont déterminés en considérant $y = -h$ dans les équations 8.52 à 8.55. La largeur horizontale du jet au niveau de l'impact est donnée par $B_x = x_U(y=-h) - x_L(y=-h)$.

S'il n'y a pas d'effet de ventilation, la pression de l'air entre le mur et la surface inférieure du jet peut devenir plus faible que la pression atmosphérique car l'air est entraîné dans le jet pendant une surverse entretenue. Cette plus faible pression va tirer le jet plus près du mur ; ce rapprochement du point d'impact du jet demeurant toutefois difficile à prédire. Ceci n'est heureusement pas un problème car l'extension de la protection anti-affouillement s'étendra probablement entièrement jusqu'au pied du mur, couvrant ainsi l'emprise potentielle de l'impact du jet.

Le jet lors d'une surverse impacte le sol avec un angle inférieur à la verticale (qui correspond à un angle de -90° dans le système de coordonnées défini à la figure 8.21). L'angle de pénétration du jet est bien approché par la moyenne des angles d'intersection des surfaces inférieure et supérieure du jet avec l'horizontale au niveau du sol. Les angles d'entrée des deux surfaces sont calculés en prenant la dérivée des équations 8.52 et 8.53 et en prenant les résultats respectivement pour $x = x_L$ et $x = x_U$. On obtient :

$$\theta_L = \arctan \left(\frac{dy}{dx} \right)_L = \arctan \left(\frac{2 A x_L}{h_1} = B \right) \quad (8.56)$$

$$\theta_U = \arctan \left(\frac{dy}{dx} \right)_U = \arctan \left(\frac{2 A x_U}{h_1} = B \right) \quad (8.57)$$

L'angle d'entrée du jet est estimé par :

$$\theta_J = \frac{\theta_L + \theta_U}{2} \quad (8.58)$$

Géométriquement, la largeur du jet plongeant de façon normale aux lignes de courant de l'écoulement aval peut être estimée avec une précision satisfaisante par la formule suivante :

$$B_J = B_x \sin(-\theta_J) \quad (8.59)$$

Pour un écoulement permanent, le débit de débordement demeure constant et le débit par unité de longueur du jet plongeant, au niveau de l'impact avec le sol, est donné simplement par la vitesse du jet parallèle aux lignes de courant de l'écoulement multipliée par la largeur du jet normale à l'écoulement. Pour cela, la vitesse d'entrée du jet peut être estimée par :

$$V_J = \frac{q}{B_J} \quad (8.60)$$

Finalement, la force totale (poussée) exercée par le jet sur la protection anti-affouillement, par unité de longueur parallèlement au mur, est donnée dans la théorie du jet non visqueux (Milne et Thompson, 1960) par :

$$F_J = \rho B_J V_J^2 \quad (8.61)$$

où ρ est la densité de l'eau.

Cette équation est une expression de la quantité de mouvement du jet, et la force est dirigée parallèlement aux lignes de courant du jet.

La force du jet débordant au niveau de l'impact crée de fortes pressions, car la largeur du jet est étroite. La force d'impact issue de l'équation 8.61 peut être déduite de ses composantes verticale et horizontale déduites de l'angle d'entrée donné par l'équation 8.58. La répartition entre les composantes verticale et horizontale de cette force varie avec les conditions d'écoulement et les protections anti-affouillement bien dimensionnées doivent alors résister à la plage des valeurs attendues pour ces composantes. Pour les forts débits sur les petits murs, l'angle d'incidence du jet est loin de la verticale et l'eau après l'impact conservera une vitesse horizontale importante comme cela se passe pour un écoulement à l'aval d'une digue en terre.

Selon l'élévation du sol contigu au mur et situé côté zone protégée, de l'eau peut ou non stagner à la base du mur. La force de l'impact du jet débordant sera légèrement diminuée lors de son entrée dans l'eau stagnante mais sera encore suffisamment forte pour éroder les fondations non protégées. La protection anti-érosion auto stable par son propre poids sera moins stable en situation immergée et l'écoulement du jet peut être suffisant pour déplacer ses composants immergés. Les très fortes turbulences présentes dans la zone d'impact du jet rendent difficile l'évaluation de l'extension et de la profondeur d'affouillement. Il est nécessaire pour cela d'utiliser des modèles numériques multidimensionnels disposant de capacité de simulation des fonds érodables ou d'avoir recours aux modèles physiques. L'utilisation de matériaux cohésifs, représentatifs pour les digues, complique considérablement l'estimation du taux d'érosion et de son extension pour une situation telle que présentée à la figure 8.21. Une bonne pratique est de mettre en place un pavage continu comportant des formes structurales permettant de résister aux forces attendues provoquées par le jet.

8.2.3 Affouillement dans les chenaux des rivières

Cette section fournit des informations permettant d'évaluer les affouillements dans les chenaux des rivières et les liens avec les systèmes d'endiguement. L'enchaînement des sous-sections est présenté à la figure 8.22.

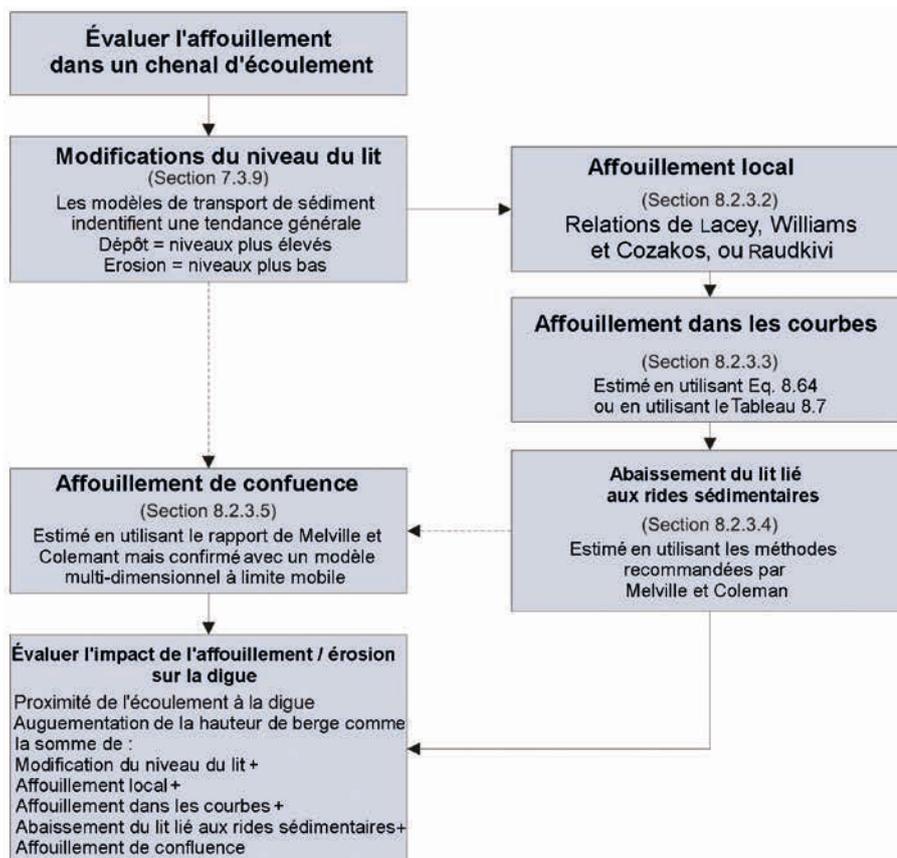


Figure 8.22 Approche simplifiée pour l'évaluation de l'affouillement

8.2.3.1 Généralités

La mise en place de digues dans un système hydrographique engendre une réaction de celui-ci. L'évaluation à long terme de la stabilité du chenal endigué a été traitée au chapitre 7.3. Une partie de cette analyse repose d'ailleurs sur l'utilisation de modèles de transport solide pour estimer les tendances de dépôts ou d'érosion dans le chenal pendant la durée de vie de l'ouvrage. Cette analyse fournit une indication sur la quantité et le taux des mécanismes d'érosion/de dépôt susceptibles d'apparaître. L'ajustement en z du lit du cours d'eau dans le temps influence le niveau d'eau pris en compte lors de la conception, comme décrit à la section 7.3. Il est également nécessaire d'évaluer comment les tendances de variations du lit du cours d'eau (au-delà de la durée de vie de l'ouvrage) peuvent impacter la stabilité des digues. Lorsqu'une digue est positionnée loin du chenal d'écoulement, les changements à la baisse de l'élévation du cours d'eau, prédits lors des études de transport de sédiments, n'ont aucune influence sur l'intégrité de la digue. Par contre, ceci n'est pas vrai quand la digue est située à proximité de la berge ; auquel cas, l'érosion générale de la berge doit être prise en compte dans l'analyse de la stabilité de son talus. Des ajustements de la position et/ou des pentes des remblais peuvent être nécessaires si les profondeurs d'érosion calculées créent des hauteurs de berge instables.

Les chenaux d'écoulement des rivières ne sont pas toujours rectilignes avec des sections transversales régulières. Il y a de très grandes variabilités et particularités dans les cours d'eau naturels. Une part de cette diversité est le fruit des déplacements des chenaux et des sections transversales, déplacements liés aux conditions limites très variées présentes dans le bassin hydrographique. Ceci nécessite d'évaluer non seulement les tendances générales de variation en z du lit du cours d'eau, mais également les variations locales liées aux déplacements des thalwegs et la présence de méandres. Les affouillements de confluence se produisent à la jonction de deux chenaux et ils doivent être pris en compte si nécessaire.

8.2.3.2 Affouillement local

Même s'il n'est pas aussi visible qu'un déplacement de chenal pour un cours d'eau en tresse, un déplacement dans un thalweg altérera l'élévation du lit du cours d'eau, ce qui pourra changer le point et l'angle d'attaque du courant. Ceci peut conduire à une augmentation sensible de l'affouillement de la berge et provoquer des glissements de la berge et l'accroissement de la contrainte sur une digue située à proximité du chenal principal. C'est pourquoi, il est nécessaire d'évaluer les profondeurs d'affouillement localisées dans l'environnement proche de la digue de façon à mettre en place les protections permettant d'assurer son intégrité à long terme.

Pour les écoulements dans les méandres, l'interaction entre les gradients verticaux de la vitesse d'un cours d'eau avec le courant principal, donne naissance à des courants secondaires ; qui conduisent à un accroissement des profondeurs d'écoulement, des vitesses et des contraintes de cisaillement à l'extrados des méandres, ce qui favorise les surcreusements au pied de ses berges. La localisation de la plus grande profondeur d'affouillement dans un coude dépendra des modifications des caractéristiques d'écoulement et des processus de formation du chenal, de la variation de l'écoulement et des conditions limites sur les berges. Les observations générales rapportées au tableau 8.6 peuvent s'appliquer.

Tableau 8.6 Influences sur la profondeur d'affouillement locale dans les coudes

Condition	L'affouillement dans le méandre est principalement fonction de :
Changement brutal de la direction d'écoulement/angles de méandre aigus	● l'importance du changement de direction
Méandres en érosion/progression de la berge vers l'extrados	● la nature des matériaux de la berge

Une fois que les niveaux moyens du lit ont été évalués pour le site (cf. section 7.3), une marge de sécurité doit être prise pour tenir compte des effets des variations des niveaux du lit de l'ensemble du site, sur les profondeurs d'affouillements.

Pour les digues, les types de cours d'eau qui se déplacent dans le temps constituent un point critique. Pour les cours d'eau avec méandres, les estimations des affouillements tiendront compte des niveaux abaissés du lit dus à la présence du thalweg dans les coudes.

Lacey (1930) a remarqué que les états stables des rivières présentaient souvent des profils transversaux semi-elliptiques. Lacey indique que pour une véritable section semi-elliptique, la profondeur maximale d'écoulement, y_{max} , est donnée en multipliant la profondeur moyenne par 1,27. Si le chenal présente une largeur restreinte, Lacey indique que y_{max} est égale à la profondeur moyenne.

Dans les calculs estimatifs des profondeurs d'affouillement pour la conception des protections de pied des digues, Williams et Cozakos (1994) autorisent une surestimation de 25 % de la profondeur d'écoulement rectiligne pour la formation des thalwegs, en se basant sur la relation de Lacey. Raudkivi (1990) suggère que la profondeur maximale du chenal est égale à $1,69R$ ou $1,58y$ où R est le rayon hydraulique du cours d'eau et est obtenu en divisant l'aire de la section transversale du cours d'eau par sa plus grande largeur si le chenal possède une section hémisphérique.

8.2.3.3 Affouillement dans les coudes

Lacey (1930) a considéré différentes classes de profil transversaux, pour une section de forme semi-elliptique, qui peuvent apparaître dans une rivière en fonction des différents rayons de courbure du coude. Lacey a utilisé une relation où un périmètre mouillé constant et un profil en travers constant existent pour les différents stades de l'ajustement latéral du chenal d'écoulement dû à l'accroissement des profondeurs d'affouillement (cf. figure 8.23). Lacey synthétise l'influence du rayon de courbure du coude sur la profondeur maximale d'écoulement y_{bs} comme le montre le tableau 8.7 où R est le rayon hydraulique dans le chenal uniquement. Neill (1973) a fourni des coefficients comme ceux recommandés par l'Indian Roads Congress (1966).

Tableau 8.7 Quelques coefficients reliant le rayon de courbure du coude et la profondeur maximale de l'écoulement dans une section transversale

Types de rayon de courbure d'un coude de rivière	Lacey (1930), y_{bs}/R	Neill (1973), y_{bs}/R
Très étroit/contraint	1,00	-
Rectiligne	1,27	1,25
Coude peu prononcé	1,50	1,50
Coude très prononcé	1,75	1,75
Coude à angle droit	2,00	2,00
Le long des falaises et des murs	-	2,25

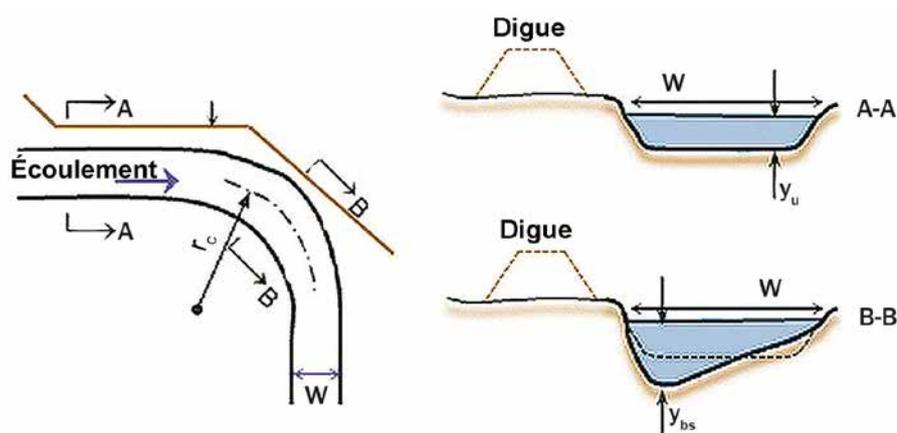


Figure 8.23 Affouillement dans les coudes et variables utilisées (d'après Melville et Coleman, 2000)

Plusieurs chercheurs ont introduit une marge de sécurité pour l'influence de l'angle d'un coude sur la profondeur maximale d'écoulement dans ce coude (Galay *et al.*, 1987, Apmann, 1972, Thorne, 1988, Thorne *et al.*, 1995, Thorne et Abt, 1993, et Maynard et Hubbard, 1993). Thorne (1988) utilisa les données de 70 coudes le long de la Red River entre l'Arkansas et la Louisiane aux États-Unis pour mettre au point une relation entre y_u et y_{bs} de la forme :

$$\frac{y_{bs}}{y_u} = 2.07 - 0.19 \ln \left[\left(\frac{r_c}{W} - 2 \right) \right] \quad (8.62)$$

pour $r_c/W > 2$ avec y_u la profondeur moyenne de l'écoulement (Aire, A / largeur, W) dans le chenal à l'amont du coude.

Thorne *et al.* (1995) ont réalisé une comparaison des données de canaux hydrauliques avec celles de 257 coudes de rivières naturelles, de types et de largeurs très différents, localisés dans des régions hydrographiques variées de différentes parties du globe. Le jeu de données comporte les profondeurs maximales d'écoulement allant de quelques centimètres dans le canal hydraulique à dix-sept mètres pour couvrir presque toutes les principales rivières du monde. L'équation 8.62 est reconnue comme étant une approximation raisonnable en accord avec la plage de données la plus large avec une majorité des prédictions rentrant dans un fuseau de + 30 % à - 25 % des valeurs observées.

En se basant sur les données des érosions de coudes de la rivière Mississippi, USACE (1994) présente une courbe de conception « sécuritaire » pour les profondeurs maximales d'écoulement dans les coudes :

$$\frac{y_{bs}}{y_u} = 3.37 - 0.66 \ln \left[\left(\frac{r_c}{W} \right) \right] \quad (8.63)$$

Cette équation proposée par l'USACE est considérée comme « sécuritaire », car seulement 5 % des données utilisées pour établir la courbe se trouvent au-dessus des valeurs prédites. Maynard (1996) exprime des réserves sur l'équation 8.63 qu'il juge trop conservatrice pour la majorité des données mesurées, particulièrement pour les cours d'eau relativement petits. En ajoutant un ratio propre à la forme du chenal dans l'expression de l'affouillement de coude, les analyses par régression des données de Thorne et Abt (1993) et de Maynard et Hubbard (1993) conduisent, pour $1,5 < (r_c/W) < 10$ et $20 < (W/y_u) < 125$ à :

$$\frac{y_{bs}}{y_u} = 1.80 - 0.051 \ln \left[\left(\frac{r_c}{W} \right) \right] + 0.0084 \left(\frac{W}{y_u} \right) \quad (8.64)$$

Maynard (1996) suggère que les méthodes empiriques précédentes sont valides jusqu'à ce qu'il y ait une interaction significative entre l'écoulement du chenal principal et l'écoulement au-dessus des berges. Il recommande donc de les utiliser lorsque l'écoulement au-dessus de la berge a une profondeur inférieure à 20 % de la profondeur d'écoulement dans le chenal amont, y_u .

Melville et Coleman (2000) recommandent l'utilisation de l'équation 8.64 pour estimer les affouillements de coudes de rivière. Les méthodes alternatives décrites aux équations 8.62 et 8.63 peuvent également être appliquées dans les cas appropriés. Leur utilisation simultanée avec les indications grossières du tableau 8.7 peuvent servir de guide pour l'estimation de l'affouillement dans les coudes lors des études de stabilité des pentes et pour concevoir des principes de stabilisation des berges situées à proximité des digues. Ces équations peuvent également être employées en présence d'un écoulement lent et sinueux dans un chenal principal de section transversale plus large.

8.2.3.4 Abaissement du lit lié aux rides sédimentaires

Pour les écoulements en crue qui mettent en jeu des digues, des rides sédimentaires vont se déplacer dans tout le chenal de la rivière. Les amplitudes de ces rides influencent la hauteur des berges parce que les creux des rides vont momentanément et localement abaisser le lit de la rivière lorsque la ride se propage dans un chenal (cf. figure 8.24).

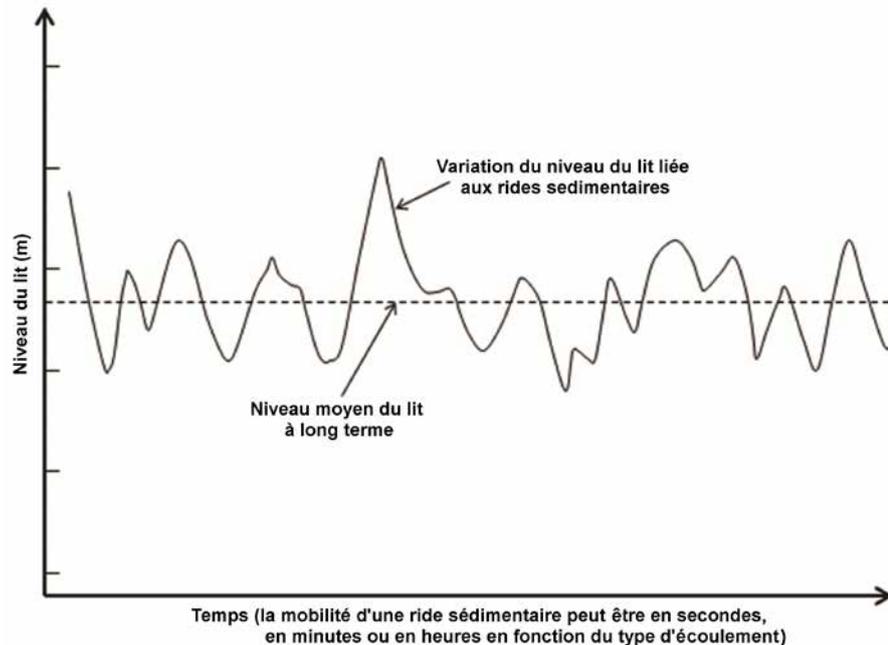


Figure 8.24 **Formation de surprofondeur causée par les rides sédimentaires dans un chenal de rivière** (Arneson, 2012)

Les cours d'eau à lits sableux ont des profils typiques communément classifiés comme lit plat, lit à rides, à dunes, lit de transition, à anti dunes, et à chutes et à mouilles (ASCE, 1966). La présence sur le lit de matériaux plus grossiers influence les tendances de mouvement du lit en supprimant en général les amplitudes (hautes) des rides sédimentaires présentes pour les lits entièrement sableux. Dans les rivières à lit graveleux, la migration du lit prend d'abord la forme de mouvements vers l'aval du cours d'eau de barres ou de rides graveleuses. Les barres sont de grandes formations de dépôts qui apparaissent généralement dans les méandres ou les chenaux en tresses. La migration d'une barre peu réduire l'aire du chenal d'écoulement et réorienter les écoulements, augmentant possiblement l'affouillement en raison d'une concentration des écoulements contre la berge.

La prédiction des rides sédimentaires est un processus comportant deux étapes qui requièrent l'estimation du type de lit de la rivière (forme) puis de sa hauteur. Les méthodes disponibles prédisent les types de profils de lit pour des rivières à fond sableux selon différentes combinaisons des forces d'écoulement et pour plusieurs caractéristiques des sédiments. Le sujet est assez complexe et le lecteur est renvoyé vers des références donnant les équations prédictives et des informations complémentaires (Simons et Richardson, 1966, van Rijn, 1984, Julien et Klaassen, 1995, Hey *et al.*, 1982, Yalin, 1964 et 1992, Ikeda, 1984, Nordin et Algert, 1965, Shen *et al.*, 1969, Raudkivi, 1990, Coleman, 1991, Coleman et Melville, 1994, Chang, 1988, et Williams et Cozacos, 1994). Bien qu'il y ait une ou deux exceptions, les équations développées empiriquement donnent une estimation de l'amplitude moyenne de la forme du lit pour des conditions d'équilibre. Il y a une dispersion significative dans les données utilisées pour mettre au point ces équations et la principale source d'erreur est la taille maximale de la forme du lit lorsque les rides sédimentaires transitent dans le cours d'eau.

Même si la hauteur moyenne de la forme du lit peut être utile, la principale question pour l'évaluation des digues et leur conception est la hauteur maximale de cette forme ou les conditions qui conduisent à la profondeur d'affouillement la plus grande. Yalin (1964) a utilisé des données expérimentales et théoriques et indiqué que la hauteur maximale d'une dune n'excède pas un sixième de la profondeur

d'écoulement. Nordin et Algert (1965) ont plutôt suggéré la limite de $y/3$ pour la hauteur maximale moyenne d'une dune, particulièrement lorsque des effets 3D apparaissent sur les profils en travers des lits. Neill (1973) a indiqué que les hauteurs maximales d'une dune, pour les dunes se déplaçant dans des rivières alluviales naturelles pouvaient être supérieures à la moitié de la profondeur d'écoulement. En ce qui concerne la conception des protections de pied des digues, Williams et Cozakos (1994) ont retenu pour la migration du fond du lit un affouillement dimensionnant de $y/3$. Melville et Coleman (2000) suggèrent que le pic de la profondeur d'écoulement, y_{ws} , résultant de la migration du fond du lit sur un site peut être estimé par :

$$y_{ws} = \max [1.5 y ; y + h_{ws}/2] \quad (8.65)$$

Où y (m) est la profondeur d'écoulement sans formations de fond du lit et h_{ws} (m) la hauteur maximale de cette formation de fond de lit déterminée par les équations prédictives. Melville et Coleman insistent sur le fait que cette proposition d'utilisation de l'équation 8.65 doit être validée car sa première partie ($y_{ws} = 1.5y$) peut conduire à des grandes profondeurs d'affouillement irréalistes.

En raison de la complexité et de la part d'interprétation dans l'évaluation des formations de fond, les équations de prédiction ne sont pas présentées dans ce guide. Le lecteur se tournera vers Melville et Coleman (2000) ou vers d'autres références pour plus de détails sur chacune des méthodes. Les ingénieurs expérimentés dans les mécanismes des rivières pourront être consultés pour réaliser les analyses nécessaires d'estimation des caractéristiques des rides de sédiments. Ces analyses permettront de définir les efforts sur les digues à prendre en compte au moment de la conception ou lors d'une étude de stabilité.

Melville et Coleman (2000) ont fait remarquer que Raudkivi (1990) avait observé que les dunes formées sur les lits comportant des sédiments de granulométrie étendue étaient très différentes de celles formées en présence de sédiments de taille uniforme. Ils ont également établi que la présence dans l'écoulement d'une forte concentration de particules colloïdales influençait les formes du fond du lit en retardant leur développement, provoquant la transition vers le fond plat plus rapidement que sans particules d'argile en suspension.

8.2.3.5 Affouillement dans les confluences

Les écoulements se rencontrent classiquement sur l'axe central de la jonction de deux cours d'eau, plongent vers le fond de la rivière, retournent vers la surface en direction des rives de la rivière au droit du point de convergence des deux cours d'eau. Ce profil d'écoulement est lié à la présence de courants secondaires hélicoïdaux qui provoquent la formation d'une profonde fosse d'affouillement avec des pentes abruptes. Ce type d'écoulement dans les confluences peut être très préjudiciable pour la stabilité des digues situées dans un système de cours d'eau en tresses. Les systèmes en tresses peuvent engendrer de rapides mouvements du chenal principal entraînant la confluence de chacun des chenaux de la rivière qui peuvent rapidement se diriger vers une digue. Le supplément de profondeur à la confluence augmente la hauteur totale de la berge de sorte que l'analyse de stabilité de pente doit tenir compte de la possibilité que cette hauteur excède la hauteur critique pour laquelle la berge est stable. La présence d'une digue à proximité immédiate de la berge rend alors la situation encore plus critique.

Il y a un consensus dans la littérature sur les paramètres principaux qui influencent l'affouillement dans les confluences. En général, les principaux facteurs comprennent l'angle de confluence, les écoulements, les profondeurs d'écoulement, la pente du chenal, la granulométrie des matériaux du lit, le taux de transport sédimentaire, la concentration des sédiments en suspension et le type de chenal concerné. Melville et Coleman (2000) citent les observations faites par Ashmore et Parker (1983), qui constatent que l'angle naturel d'apparition de confluences est d'environ 100° . Melville et Coleman ont utilisé cet angle pour prédire une valeur maximale de $y_{ca}/y = 5.34$. Chow (1959) suggère toutefois qu'en raison de la complexité du phénomène d'affouillement de confluences, on ne peut pas généraliser ce phénomène et que les modélisations sont les seuls moyens appropriés pour donner des estimations de la profondeur d'affouillement. L'approche recommandée pour évaluer la profondeur d'affouillement de confluences est de mettre au point des modèles numériques de transport sédimentaire capables de simuler des développements 2D du lit dans la région de confluences. Pour les sites très complexes, le recours à un modèle physique peut être plus sûr.

La bonne pratique pour la conception des digues est de ne jamais placer de digues à proximité immédiate des confluences. Dans le cas des rivières en tresses, les digues devraient être positionnées le plus loin possible de la zone de migration potentielle du chenal. Des mesures de protection doivent être prévues dès la conception afin de se prémunir des menaces que représentent les déplacements du chenal et les changements brutaux des positions des zones de confluences lorsque ceux-ci ne sont pas possibles. La protection peut consister en un revêtement appliqué le long des berges du cours d'eau ou en d'autres mesures de stabilisation de la berge. Melville et Coleman (2000) fournissent des détails complémentaires sur les affouillements de contraction.

8.2.4 Affouillement des plages face aux digues côtières

Cette section détaille les affouillements des plages situées face à des digues côtières en suivant l'approche illustrée à la figure 8.25.

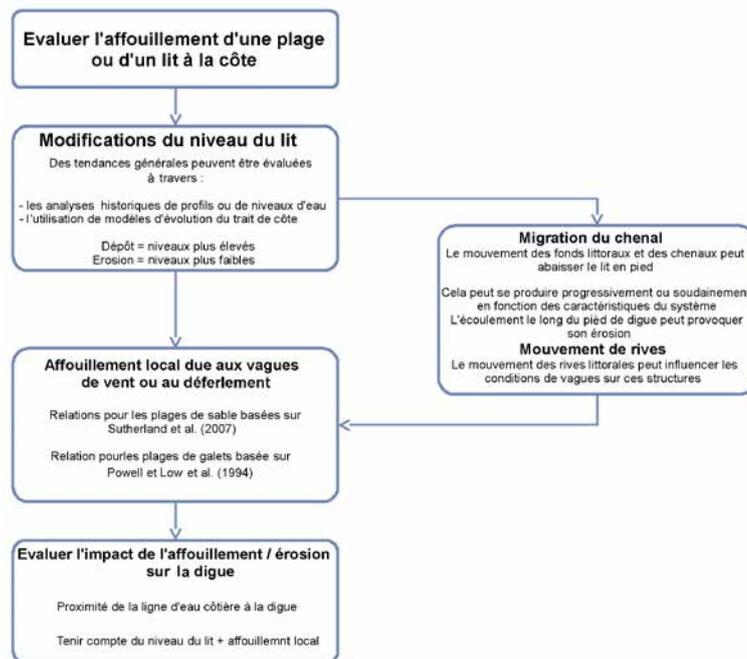


Figure 8.25 Approche simple d'évaluation de l'affouillement côtier

8.2.4.1 Généralités

La mise en place de digues sur une côte ouverte entraîne une réponse du système dans lequel le pied de la structure est immergé. L'intensité de la réponse est fonction des caractéristiques de la structure, dont notamment la pente et la rugosité du talus côté mer. La sensibilité à l'affouillement est fonction de la profondeur d'eau au pied du talus due aux variations de la marée, au niveau de déferlement maximal sur le trait de côte, aux modifications des niveaux d'eau induits par les tempêtes ou par les variations saisonnières. La forme du profil de l'estran et de la plage influence la réponse de la structure, tout autant que la composition des sédiments. L'apparition de l'affouillement dépend des hauteurs et périodes des vagues qui atteignent la digue. L'information présentée dans ce guide est basée sur les résultats obtenus lors des recherches en laboratoire et par les observations de terrain le long des murs-digues (Sutherland *et al.*, 2006, Sutherland *et al.*, 2007, et Wallis *et al.*, 2009).

On distingue deux types d'analyses nécessaires pour évaluer l'ampleur de la variation verticale qui peut être attendue sur un site côtier face à une digue, à savoir :

- la prédiction de l'abaissement des niveaux de plage ;
- la prédiction de l'affouillement au pied du mur (noter que l'affouillement localisé des sédiments au pied d'une digue est un processus physique différent de l'abaissement de la plage, bien qu'il dépende partiellement de celui-ci à une échelle plus globale).

L'approche retenue pour la prévision de l'affouillement de pied est détaillée ci-après. Les méthodes sont fournies pour les affouillements de plages sableuses et les plages de galets situées face à des murs verticaux. Des commentaires sont fournis pour adapter ces méthodes en présence de murs inclinés sur les digues.

8.2.4.2 Prévoir l'abaissement de la plage

La performance d'une plage dépend largement du volume de matériaux présent et de ses limitations de mouvements en plan ou en profil – particulièrement influencées par les structures de contrôle des sédiments dont elle dispose (par exemple les épis, seuils, brises-lames). Quand il y a une perte nette continue de sédiments, alors le manque de recouvrement de plage devient un problème. En général, l'intégrité de la structure sera remise en question par l'épuisement du volume de la plage par accroissement de la dérive littorale et/ou par le transport sur la côte de sédiments de plage ou, par réduction de l'apport de sédiments sur le front de plage. Les niveaux de plage changent constamment et des tendances à l'épuisement ou au dépôt sont généralement progressives (sur le long terme) avec néanmoins des érosions et abaissements qui peuvent se produire pendant des événements orageux exceptionnels.

Les variations des niveaux de plage se produisent selon différentes échelles de temps qui vont d'une marée ou d'une tempête à des événements annuels et sont le cumul des changements résiduels successifs de niveau durant chaque événement. Il est fréquent de rencontrer des niveaux de plage plus bas pendant la saison des tempêtes (par exemple pendant l'hiver, la mousson, les cyclones et les ouragans) du fait d'un accroissement de l'occurrence des vagues de plus forte énergie. On remarque aussi que lorsque surviennent des événements tempétueux périodiques, les niveaux de plage peuvent présenter une plus grande variation de leur moyenne saisonnière pendant la saison des orages.

Une palette de méthodes avancées d'analyse des données linéaires et non linéaires peut être utilisée pour évaluer le comportement des plages (Larson *et al.*, 2003, et HR Wallingford 2008c). Les analyses basées sur l'exploitation de données sont d'autant plus pertinentes qu'augmentent la quantité des échantillons et la précision des données collectés régulièrement par les observatoires côtiers régionaux et autres organismes. L'évaluation des données de profils de plage peut être complétée par les résultats des modèles numériques d'évolution de profils transversaux de plage (*cf.* Van Rijn *et al.*, 2003) basés sur les processus physiques.

Les ingénieurs ont à faire face à un dilemme : quel « horizon » de prédiction peut on espérer quand on extrapole les séries de données de niveaux de plage ? L'analyse des données de surveillance en continue de la plage du Lincolnshire, au Royaume-Uni (HR Wallingford, 2008a, et Sutherland *et al.*, 2007) montre que la capacité de prédiction par une droite d'une série de plus de dix ans de données est limitée à quelques années au-delà de la fin du panel de données. Toutefois, cela peut être suffisant pour les besoins d'une inspection annuelle combinée avec des modèles de prévision. Une tolérance annuelle indicative d'abaissement de la plage basée sur des données fournit une tendance du taux d'abaissement potentiel et donne des informations pour la conception et la maintenance des défenses côtières. Ces tolérances annuelles indicatives pour l'abaissement de la plage peuvent être appliquées de la même façon, par exemple que les tendances indicatives pour la montée du niveau marin. En fait, chaque site devrait être étudié individuellement pour déterminer le contexte général pour les digues, en ayant à l'esprit que les berges du trait de côte et les chenaux peuvent également influencer ce contexte, en impactant les vagues et les courants. Les chenaux dans les baies ouvertes, les bras de mer et les estuaires qui se déplacent pour venir aux pieds des digues peuvent provoquer de l'érosion.

8.2.4.3 Prévoir l'affouillement d'un fond sableux dû aux vagues

La formation d'un affouillement de pied est un processus dynamique, fortement dépendant du niveau d'eau devant le mur et des conditions de vagues incidentes. Dans les régions où les amplitudes des marées et du climat de houle varient, le développement de fosses d'érosion est un phénomène épisodique avec des périodes d'érosion suivies par des temps de remplissage de ces fosses, et parfois même par des accrétions sur le fond (Powell et Lowe, 1994). De ce fait, la fosse elle-même peut être momentanée sans réelle preuve d'extension avec parfois même une existence estompée après une tempête et un remplissage qui a commencé dès que la marée recule. Cela signifie que les profils avant et après la tempête peuvent sembler très similaires pour des profils de plage consécutifs relevés à

marée basse. Il est donc nécessaire d'être capable de prédire la profondeur d'affouillement maximale pendant les tempêtes, tout autant que les processus, étendus et étalés dans le temps, qui provoquent l'abaissement de la plage et de l'estran. Ceci est un facteur important à prendre en compte en phase de conception d'une structure et en période opérationnelle afin de comprendre entièrement les risques menaçant l'intégrité des digues et d'organiser les actions correctives opportunes qui devront être mises en œuvre le cas échéant.

Puisque l'affouillement pendant un épisode tempétueux est un événement de courte durée de vie, la réalisation d'un programme annuel ou saisonnier de relevés topographiques des profils de plage sera inefficace pour mettre en évidence un phénomène d'affouillement majeur, mais pourra donner une indication sur la manière dont la plage évolue et enregistrer les variations saisonnières devant la structure. En effet, les preuves fournies par les observations en continu des affouillements (cf. Sutherland *et al.*, 2006) suggèrent qu'une grande quantité de fosses d'érosion peuvent se remplir en seulement quelques heures après le pic de tempête. C'est pourquoi, même un relevé topographique de profils de plage régulièrement espacé de quelques semaines, complété par des profils pris dans les un à deux jours qui suivent une tempête, ne pourra pas mettre en évidence ce phénomène d'affouillement transitoire au pied d'un ouvrage. L'évaluation combinée des tendances du niveau de plage et des prévisions d'affouillement est donc une méthode appropriée.

Une règle générale établie pour les murs côtiers verticaux est que la profondeur maximale d'affouillement est équivalente à la hauteur (avant déferlement) significative de la vague H_s . Whitehouse (1998) et CERC (1984) ont suggéré que la profondeur d'affouillement pouvait être égale à la hauteur maximale de la vague avant déferlement H_{max} (par exemple $1.8H_s$).

Sutherland *et al.* (2007) et HR Wallingford (2008b) proposent une amélioration de cette formule et recommandent d'utiliser comme prédiction conservatrice des profondeurs d'affouillement une équation qui peut être utilisée en l'absence de données spécifiques sur les pentes de plage. Cette équation est reproduite dans l'équation 8.66 avec H_s comme paramètre d'échelle généralement utilisé dans la prévision des profondeurs d'affouillement.

$$\frac{S_{tmax}}{H_s} = 4.5 e^{-8\pi(h_t/L_m + 0.01)} [1 - e^{-6\pi(h_t/L_m + 0.01)}] \quad (8.66)$$

pour $-0,013 \leq Ht/Lm \leq 0,18$ avec :

S_{tmax} = la profondeur maximale d'affouillement au pied d'un mur vertical (m)

H_s = la hauteur significative de vague (non déferlante) en eaux profondes (m)

h_t = la profondeur d'eau au pied du mur au-dessus du niveau des sédiments (m)

Lm = $gTm/2\pi$ la longueur d'onde théorique de la vague basée sur l'accélération de la gravité (prise par défaut à $9,81 \text{ m/s}^2$) et sur la période moyenne des vagues T_m (s)

L'équation est tracée avec les données mesurées à la figure 8.26. Lorsque cette équation a été testée, par validation des tests en laboratoire par des données de terrain issues de deux sites britanniques, Blackpool (mur vertical) et South Bourne (mur incliné), il a été remarqué que les données de terrain donnaient des valeurs plus faibles des profondeurs d'affouillement que les tests en laboratoire. Cela semble être dû au fait que la hauteur des vagues, leur période et la profondeur d'affouillement ont été mesurées uniquement pour un seul état de marée dans le laboratoire. Les données de terrain ont été mesurées dans des situations variables de niveaux d'eau et de hauteurs de vagues. Cependant, les limites supérieures des observations de terrain confirment les données de laboratoire et la courbe enveloppe de l'équation 8.66, même pour un mur incliné.

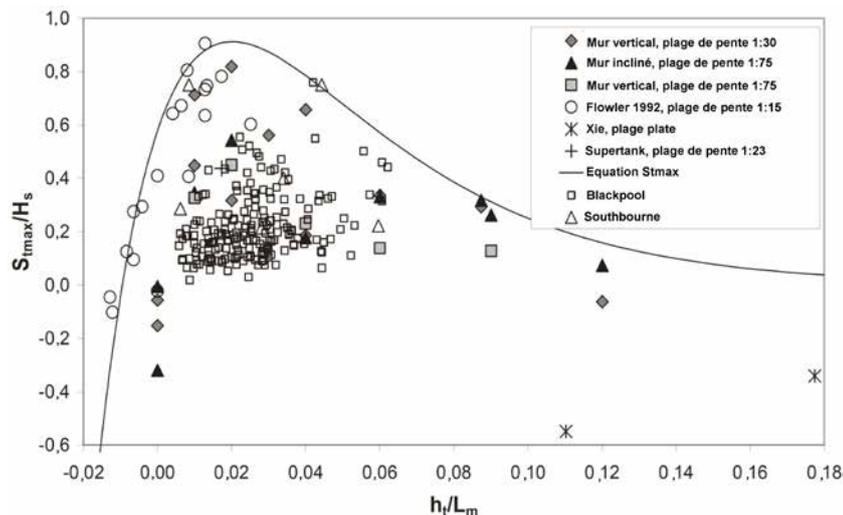


Figure 8.26 Enveloppe des prédictions d'affouillements. Équation 8.66 : données de laboratoire et données de terrain (d'après Sutherland *et al.*, 2007)

On peut voir sur la figure 8.26 que la profondeur d'affouillement est toujours plus faible que H_s , et que le pic de l'affouillement se produit pour des profondeurs d'eau relatives (H_t/L_m) voisines de 0,01 à 0,02 et que la profondeur d'affouillement diminue pour des épaisseurs d'eau plus faibles et plus importantes.

Dans les cas où la pente de la plage est connue, alors une équation empirique alternative, basée sur les données de laboratoire de la figure 8.26, peut être utilisée pour évaluer la profondeur d'affouillement au pied d'un mur vertical (HR Wallingford, 2008b, et Sutherland *et al.*, 2007). HR Wallingford (2008b) a montré que la profondeur relative d'affouillement peut être donnée par l'équation 8.67, en fonction de la pente de la plage.

$$\frac{S_t}{H_s} = 6.8 (0.207 \ln \alpha + 1.51) e^{-11.7\pi h_t^*/L_m} [1 - e^{-6\pi h_t^*/L_m}] - 0.137 \quad (8.67)$$

pour $-0.04 \leq H_t/L_m \leq 0.12$ avec :

S_t = la profondeur d'affouillement au pied de la structure (m)

H_s = la hauteur significative de vague (non déferlante) en eaux profondes (m)

α = la pente de la plage (radians)

h_t^* = la profondeur d'eau au pied du mur au-dessus du niveau des sédiments (m) tenant compte du niveau de déferlement maximal des vagues déterminé à partir de l'équation de Holman et Sallenger (1985) où $h_t/L_m \leq 0$

L'expression de Hollman et Sallenger (1985) pour la hauteur de *set up* maximale, η_{max} , qui arrive sur une plage naturelle est donnée par l'équation 8.68, où la hauteur de vague et sa longueur d'onde (intégrées dans le nombre d'Iribarren, Ir ou ζ_m) sont calculées en eaux profondes, la pente de plage étant calculée au niveau de la zone de déferlement.

$$\eta_{max} = 0.45 H_s Ir = 0.45 \tan \alpha \sqrt{H_s L_p} \quad (8.68)$$

Pour la prédiction de l'affouillement, l'équation 8.68 n'est appliquée qu'aux cas où $h_t/L_m \leq 0$, avec le *set up* maximal au niveau du trait de côte diminuant jusqu'à la ligne de déferlement, où se produit le *set down*. En pratique se produit une interaction entre les vagues incidentes et réfléchies, donc les paramètres de *set up* à la côte ne peuvent pas être particulièrement précis face à une structure.

L'équation 8.66 a été définie à partir d'essais en laboratoire avec des vagues d'incidence normale irrégulières et des pentes de plage de 1:15, 1:30 et 1:75. L'équation prévoit que la profondeur maximale d'affouillement diminue lorsque la pente de la plage diminue.

L'équation 8.67 est définie à partir des données de la figure 8.27, où « O 1 :N » et « P 1 :N » sont respectivement les profondeurs d'affouillement observées et prédites pour une pente de plage de 1 :N (avec N = 15, 30 ou 75). L'équation prévoit relativement bien les profondeurs d'affouillement de pied les plus importantes. Les erreurs les plus importantes sont observées en cas d'accrétion au niveau du pied de la structure (profondeur d'affouillement négative). Cependant, cela ne semble pas préjudiciable tant que la stabilité d'une structure n'est pas concernée.

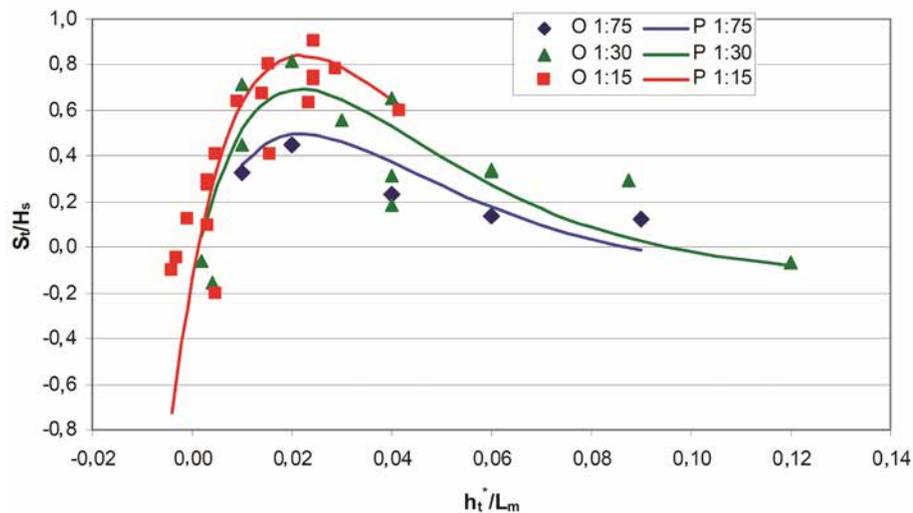


Figure 8.27 Profondeurs d'affouillement de pied mesurées et prédites (cf. équation 8.67) en fonction de la profondeur de fondation dans le sable (Sutherland *et al.*, 2007)

Les équations 8.66 et 8.67 prédisent l'affouillement après 3 000 vagues (c'est-à-dire 6,7 h pour une période de 8 s) ; une correction doit être appliquée pour prédire l'affouillement pour d'autres intervalles de temps.

8.2.4.4 Prédiction de l'affouillement au pied de murs verticaux sur des plages de galets

Les profondeurs d'affouillement sur les plages de galets peuvent être prédites en utilisant l'étude paramétrique de Powell et Lowe (1994) reproduite à la figure 8.28 et basée sur un ensemble d'essais en laboratoire, conduits avec des vagues à incidence normale irrégulières déferlant sur une plage de galets inclinée à 1:7, avec un mur vertical imperméable. L'affouillement maximal prédit était de $1,5H_s$. La méthode est valable pour des sédiments dont le d_{50} est compris entre 5 et 30 millimètres (modélisés à l'échelle 1:17).

La figure 8.28 montre les contours de S_{3000}/H_s en fonction de la profondeur relative de l'eau, h_t/H_s , et de la pente relative des vagues, H_s/L_m , avec :

h_t/H_s = profondeur relative de l'eau

h_t = la hauteur d'eau initiale au-dessus du niveau de sédiment h au pied du mur

H_s = la hauteur maximale de la vague avant déferlement

H_s/L_m = la pente de la vague

L_m = la longueur d'onde moyenne de la vague avant déferlement

S_{3000} = la profondeur d'affouillement après 3 000 vagues

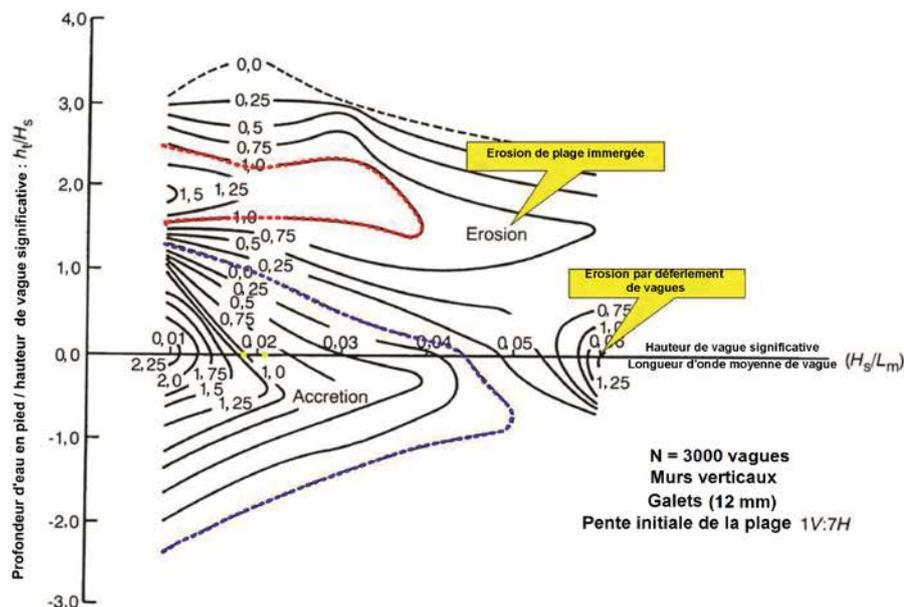


Figure 8.28 Diagramme de prédiction de l'affouillement (érosion) et de l'accrétion au niveau de murs verticaux sur des plages de galets - contours de la profondeur d'affouillement S_{3000}/H_s (sans dimension) (Powell et Lowe, 1994)

Afin de définir le pire cas d'affouillement possible, il faut regarder les valeurs d'affouillement pour toutes les valeurs de h_t/H_s sous la profondeur maximale d'eau, correspondant à la pente de la vague, H_s/L_m , et déterminer la plus grande hauteur d'affouillement, qui peut excéder H_s . Le tracé donne l'affouillement après 3 000 vagues ; une correction doit être effectuée pour définir l'affouillement pour d'autres intervalles de temps.

8.2.4.5 Effet de paroi inclinée sur l'affouillement

L'effet d'un mur incliné sur les profondeurs d'affouillement a été examiné par plusieurs auteurs :

- Sutherland *et al.* (2006) ont comparé la profondeur d'affouillement maximale et la profondeur d'affouillement de pied au niveau d'un mur incliné (27°) imperméable à celles au niveau d'un mur vertical imperméable pour quatre conditions de vagues *offshore* et des profondeurs d'eau avec $H_s/h_t = 0,5$ à $1,0$, où H_s est la hauteur de vague incidente significative et h_t la profondeur d'eau en pied. Les résultats sont reportés à la figure 8.29 et montrent qu'il n'existe pas de réduction systématique de la profondeur d'affouillement avec la diminution de la hauteur de vague. Dans ces cas, le *down rush* des vagues les plus hautes atteint le fond de la mer, causant l'affouillement.

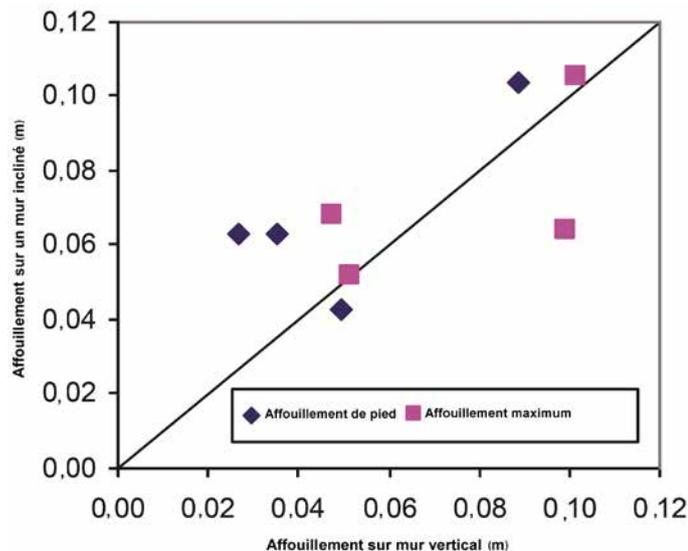


Figure 8.29 Comparaison de mesures en laboratoire de profondeurs d'affouillement dans le sable au niveau d'un mur incliné à 1:2 et d'un mur vertical pour les mêmes conditions de vagues offshore (Sutherland *et al.*, 2006)

- Sumer et Fredsoe (2002) (figure 7.17) ont quantifié l'effet de l'inclinaison du mur dans le cas de vagues non déferlantes ($0,05 > d/L > 0,2$) et ont montré que l'affouillement a été réduit de 80 ou 60 % pour des inclinaisons de 30 à 40° respectivement par rapport à un mur vertical. Ceci est vrai pour une situation dans laquelle le pied de la structure est toujours immergé et le terrain naturel devant la structure initialement plat et horizontal.
- Powell (1987) a noté que pour les structures imperméables inclinées de 1:1,5 à 1:2, il n'y avait aucune réduction significative de la profondeur d'affouillement par rapport à un mur vertical. Cependant, réduire la pente de la structure à 1:3 a réduit la profondeur d'affouillement de 25 à 50 %. Powell a aussi noté que le revêtement maçonné était généralement moins sensible à l'affouillement local et pouvait favoriser l'accrétion.
- Powell et Lowe (1994) ont montré une réduction de la profondeur d'affouillement d'environ 65 % sur une plage de galets quand un mur vertical a été remplacé par un mur incliné à 1:1,25. La profondeur d'affouillement a été réduite d'environ 80 % pour une inclinaison de 1:2 et une accrétion en pied a été constatée pour une inclinaison de 1:3. Une défense côtière, constituée d'un monticule de déchets, n'a pas montré d'affouillement en pied.

En eaux peu profondes, la profondeur d'affouillement est contrôlée par les vagues déferlant sur le mur et la turbulence générée sur le fond. Dans ces circonstances, l'effet de la modification de l'inclinaison du mur peut être insignifiant. C'est uniquement quand les hauteurs d'eau au pied de la structure sont suffisantes pour empêcher le développement d'une turbulence atteignant le fond qu'une réduction systématique des profondeurs d'affouillement avec la hauteur de vague peut se produire. De plus, pour un mur incliné, il y a un changement de phase de réflexion des vagues (Sutherland et O'Donoghue, 1998), la position de l'affouillement le plus profond pouvant alors se trouver loin du pied de l'ouvrage.

8.2.4.6 Période de tempête

La durée de la vague et/ou le niveau d'eau sont aussi un paramètre d'influence important du développement d'un affouillement de pied. L'affouillement n'est pas un processus instantané - la cuvette s'approfondit en fonction du nombre de vagues. Powell et Lowe (1994) ont démontré comment l'affouillement de galets se développe jusqu'à ce qu'un quasi-équilibre soit obtenu après environ 3 000 vagues. Il a été noté qu'il y avait un affouillement initial rapide qui diminue exponentiellement jusqu'à la profondeur d'équilibre.

Des tendances semblables sont aussi observées pour des plages de sable ; les résultats obtenus à partir de modèles (McDougal *et al.*, 1996) suggèrent un affouillement plus lent, avec un équilibre peu probable sur une période de tempête/augmentation du niveau d'eau. Les essais expérimentaux de Sutherland *et al.* (2007) ont indiqué que la durée moyenne d'affouillement était telle que 95 % de la profondeur

d'équilibre était atteinte après environ 2 500 vagues, bien qu'il y ait une dispersion sur les périodes. Pour des périodes de vague moyennes typiques de tempête de six à huit secondes, ce résultat serait obtenu en quatre à cinq heures et demie.

L'utilisation de l'équation 8.69 est recommandée pour prédire les profondeurs d'affouillement *in situ*. Si la durée des processus prévisibles est inférieure à 3 000 périodes de vague, la profondeur d'affouillement attendue peut être corrigée par un facteur déterminé à partir de l'équation 8.69.

$$S(t) = S_e (1 - e^{-t/T_s}) \quad (8.69)$$

Où :

$S(t)$ = profondeur d'affouillement au temps t (m)

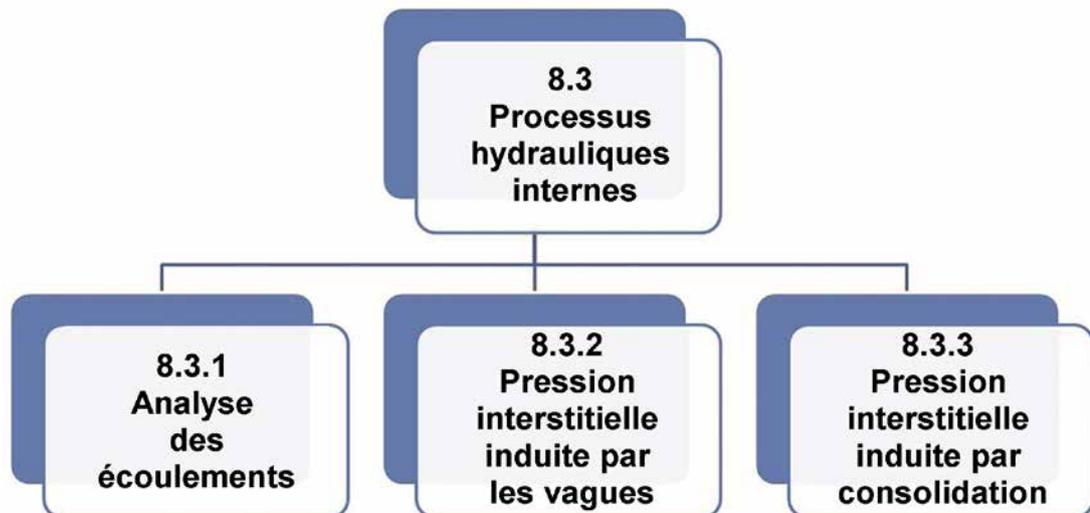
t = temps depuis le démarrage du processus d'affouillement (s)

S_e = profondeur d'affouillement à l'équilibre (m)

T_s = durée de l'affouillement (s)

McDougal *et al.* (1996) suggèrent $T_s = 3\,100\,T$, avec T la période de vague. Xie (1981) a suggéré que, pour un sable fin en suspension, la profondeur d'affouillement à l'équilibre serait atteinte après 6 500 à 7 500 périodes de vague pour $H/L > 0,02$ et 7 500 à 10 000 périodes de vague pour $H/L < 0,02$.

8.3 PROCESSUS HYDRAULIQUES INTERNES



Les actions hydrauliques et mécaniques peuvent induire des écoulements d'eau et des champs de pressions interstitielles dans la digue et ses fondations. Les modes de rupture sont influencés par les pressions interstitielles, les distributions d'écoulement et leur variation temporelle. Toutes les digues sont soumises à des écoulements internes, conséquence de conditions hydrauliques externes permanentes ou transitoires, dépendant des matériaux de remblai et de fondation de la digue sous charge hydraulique. L'écoulement peut se produire à travers la digue ou sa fondation. Ce phénomène est considéré dans l'évaluation de la stabilité de la digue, les pressions interstitielles et les écoulements ayant une forte influence sur la dégradation et les modes de rupture tels que l'érosion interne (*cf.* section 8.5), la stabilité des pentes (*cf.* section 8.6) et le tassement (*cf.* section 8.7).

Dans cette section, deux principaux types d'actions seront distingués comme indiqué dans le logigramme ci-avant .

1. **les actions hydrauliques stationnaires**, c'est-à-dire celles entraînant une variation lente du niveau d'eau au regard des caractéristiques de drainage du sol ;
2. **les actions hydrauliques non stationnaires**, c'est-à-dire les actions des vagues qui changent rapidement en terme de drainage.

8.3.1 Analyse des écoulements stationnaires

8.3.1.1 Introduction

Les écoulements hydrauliques dépendent des lois hydrauliques initialement développées pour des sols saturés. Une difficulté pour les digues, en opposition avec les barrages, est que les matériaux (de corps de digue ou de fondation) sont souvent totalement ou partiellement non saturés quand une crue se produit et des modèles ou des méthodes simples pour étudier les écoulements ne sont pas directement applicables. Cependant, ils sont souvent utilisés dans une première phase d'études parce qu'ils sont plus sûrs pour l'analyse de la stabilité. Les programmes aux éléments finis les plus récents incluent des modèles complexes prenant en compte les lois d'écoulement de sol non saturés. Ces routines pour effectuer des analyses d'écoulement en milieux partiellement saturés exigent des données d'entrée supplémentaires encore mal connues.

Le but d'une étude des écoulements hydrauliques internes pour la conception de digue ou l'analyse est de déterminer les éléments qui pourraient être utilisés dans l'analyse de la stabilité et pour concevoir des solutions de suivi des écoulements, à savoir :

- la ligne d'eau/le niveau de la nappe phréatique ;
- les pressions interstitielles qui peuvent se produire dans les matériaux de la digue ou de sa fondation ;
- le gradient de sortie ;
- le débit d'écoulement/de suintement en sortie.

8.3.1.2 Lois hydrauliques classiques

Charge hydraulique : loi de Bernoulli et gradient

Quand une structure est soumise à une charge hydraulique, pour presque toutes les structures géotechniques (dont les digues en terre et leurs fondations), l'écoulement de l'eau dans un sol saturé répond à la loi de Darcy :

$$q = A k i \quad (8.70)$$

Où :

q = débit volumique (m³/s)

A = section transversale d'écoulement (m²)

k = coefficient de perméabilité ou coefficient hydraulique de Darcy (m/s)

i = gradient hydraulique dans la direction de l'écoulement (-)

Le gradient hydraulique est défini comme le rapport entre la charge hydraulique totale dh (m) et la distance dx (m) dans la direction de l'écoulement, défini comme suit :

$$\vec{i} = -\overrightarrow{grad} h \quad (8.71)$$

L'encadré 8.6 donne une définition de la charge hydraulique, de la ligne et de la surface d'écoulement.

Encadré 8.6

Définition de la charge hydraulique, de la ligne et de la surface d'écoulement

Dans un sol saturé, l'équation de Bernouilli 8.72 permet d'obtenir la charge hydraulique totale h à chaque point M de la digue :

$$h = z + \frac{u}{\rho_w g} + \frac{v^2}{2g} \quad (8.72)$$

La vitesse d'écoulement v dans le sol est généralement très lente (< 1 m/s). Ainsi, la vitesse (terme quadratique équivalent à une énergie cinématique) peut être négligée dans la plupart des cas et l'équation simplifiée suivante peut être utilisée :

$$h = z + \frac{u}{\rho_w g} \quad (8.73)$$

où :

h = charge hydraulique (m)

z = cote du point considéré relativement à un plan de référence (m)

u = pression interstitielle (kN/m²)

v = vitesse d'écoulement (m/s)

ρ_w = masse volumique de l'eau (kN/m³)

g = accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

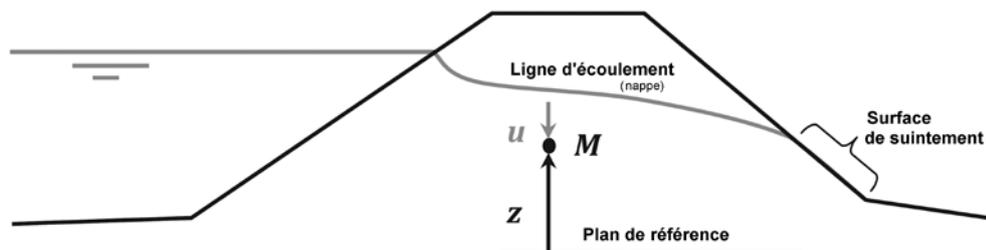


Figure 8.30 Niveau de la ligne d'écoulement et de la surface de suintement dans un section transversale de digue en écoulement permanent

Dans les sols saturés, la loi de Darcy est valable dans certaines conditions. Premièrement, dans un sol faiblement perméable, tel qu'une argile très plastique, l'écoulement ne peut pas atteindre un gradient hydraulique élevé. Le sol est alors considéré comme imperméable (cf. gamme de perméabilités donnée à la section 7.8.3). Deuxièmement, pour un débit très élevé, il a été reconnu que la loi de Darcy ne s'applique pas car l'écoulement est turbulent et non laminaire (cf. Chugaev, 1971). Au regard du diamètre moyen des particules de sol, la frontière entre écoulement laminaire et turbulent peut être déterminée en utilisant le nombre de Reynolds (cf. encadré 8.7).

Dans les conditions de saturation partielle, l'écoulement se trouve dans un état transitoire et dépend du temps. La loi de Darcy ne peut pas être strictement appliquée. Cependant, il peut être utile d'appliquer cette loi dans ces conditions afin d'obtenir une première approximation (souvent excessive) du débit, de la vitesse d'écoulement, etc.

Encadré 8.7

Limite entre écoulement laminaire et turbulent définie à partir du nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds R est un nombre sans dimension qui exprime le rapport entre la force de l'écoulement interne (inertie) et la viscosité :

$$R = \frac{v D \rho}{\mu} \quad (8.74)$$

où :

v = vitesse d'écoulement réelle (m/s)

D = diamètre moyen des particules du sol (m)

ρ = masse volumique apparente du fluide (kN/m³) [ou d = densité du fluide (-)]

μ = viscosité cinématique du fluide (kN/m/s)

La valeur critique de R à laquelle l'écoulement dans le sol passe d'un régime laminaire à un régime turbulent a été défini entre 1 et 12 (Chugarev, 1971). Pour une température de 20°C, $\rho = 9,982$ kN/m³ et $\mu = 1,002 \times 10^{-5}$ kN/m/s, la figure 8.31 montre la limite supérieure de validité de la loi de Darcy (écoulement laminaire). Ensuite, en fonction de la vitesse d'écoulement v , il est supposé que la loi de Darcy est applicable pour les limons jusqu'aux sables moyens.

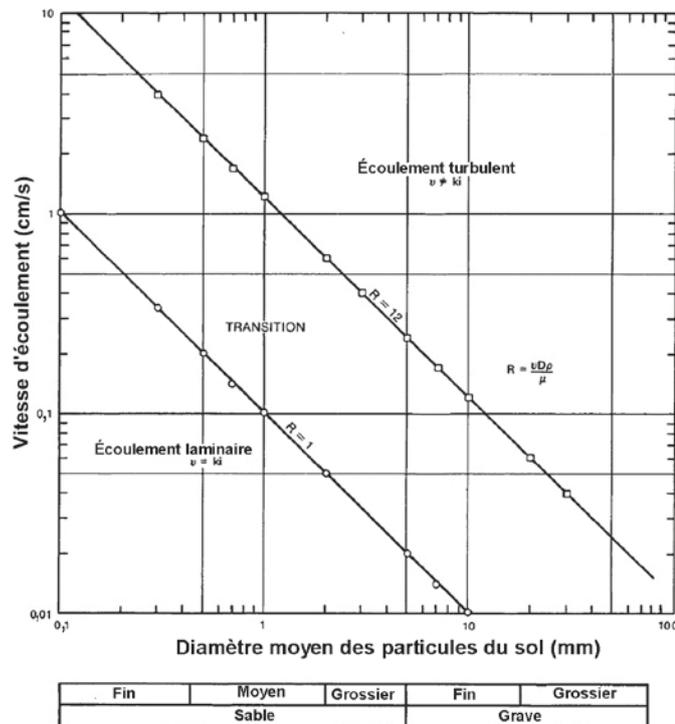


Figure 8.31 **Limite entre écoulement laminaire et turbulent en utilisant le nombre de Reynolds et la loi de Darcy**
(USACE, 1993)

Vitesse d'écoulement, de suintement et résistance à l'écoulement

Pour les digues, si la durée de la crue est suffisante pour avoir un impact sur la conductivité hydraulique du matériau (cas b, cf. figure 8.34), l'écoulement interne et le suintement peuvent se produire. Selon la loi de Darcy (cf. équation 8.70), la vitesse d'écoulement de l'eau est donnée par :

$$\vec{v}_D = k \vec{i} = -k \overrightarrow{\text{grad}} h \quad (8.75)$$

L'équation 8.76 donne la relation entre les deux vitesses pour un sol de porosité n ($0 < n < 1$ ou un indice des vides e).

Note

La vitesse considérée n'est pas la vitesse réelle d'écoulement à travers les pores : la vitesse d'infiltration réelle v_i excède la vitesse d'écoulement (qui correspond à celle d'un chemin d'écoulement laminaire moyen à travers le sol comme le montre la figure 8.32).

$$v_t = \frac{v_D}{n} = \frac{1+e}{e} v_D \tag{8.76}$$



Figure 8.32 Concepts de chemins d'écoulement à travers une colonne de sol (source : USACE, 1993)

Dans un sol saturé, la vitesse d'écoulement exerce une force sur les grains du sol, comme présenté à la figure 8.33. Cette force est donnée par l'équation 8.77. Ceci peut initier des instabilités, principalement au point de sortie de l'écoulement (suintement), telles qu'une érosion interne du sol ou des instabilités superficielles de pente (cf. section 8.4) menant ensuite à d'importantes détériorations voire à la rupture de la digue.

$$\vec{f} = \gamma_w \vec{i} \tag{8.77}$$

Où :

γ_w = poids volumique de l'eau (kN/m³)

i = gradient hydraulique (-)

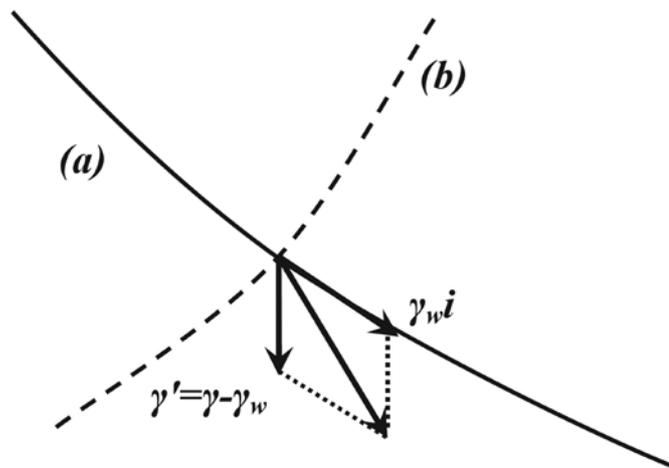


Figure 8.33 Forces d'écoulement hydraulique exercées sur le grain dans des sols saturés dues au gradient, ligne de courant (a) et ligne équipotentielle (b)

8.3.1.3 Effets de l'anisotropie de perméabilité sur la saturation de la digue

La perméabilité (aussi appelée conductivité hydraulique) est l'un des paramètres principaux influençant l'écoulement/le suintement. Dans des sols naturels ou des structures en terre comme les digues, ce paramètre est difficile à obtenir et n'est pas équivalent dans toutes les directions de l'espace (anisotropie de perméabilité). Les paramètres principaux influençant la perméabilité des sols sont leur nature (mode de dépôt), la taille et la forme des grains, leurs teneurs en fines, les propriétés d'écoulement des fluides (viscosité en fonction de la température) et leur degré de saturation. Plus d'informations peuvent être trouvées dans USACE (1993) et CFBR (2010). Les essais *in situ* et en laboratoire pour mesurer la perméabilité (k) et l'anisotropie (i) sont décrits à la section 7.8.3.

Le tableau 7.111 fournit les valeurs types de conductivité hydraulique (perméabilité) pour les différents types de sols.

La figure 8.34 montre l'influence de la perméabilité sur la saturation de la digue pendant une crue. Dans le cas a, la perméabilité est suffisamment faible pour que la digue soit seulement partiellement saturée et qu'il n'y ait pas de suintement pendant la crue. Au contraire, dans le cas b, la perméabilité est assez importante pour mener à la saturation complète de la digue, provoquant le suintement pendant la crue. L'instabilité côté val et l'érosion interne peuvent alors se produire.

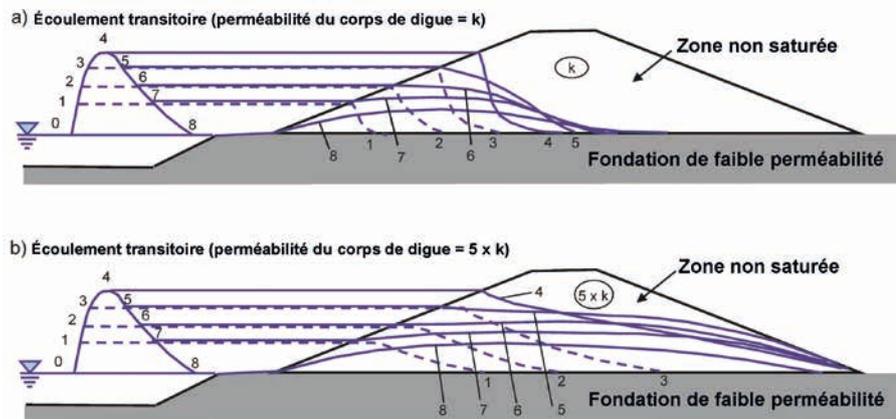


Figure 8.34 Effet de la perméabilité sur la saturation de la digue en phase transitoire de crue (d'après des recommandations allemandes)

La conductivité hydraulique est généralement anisotrope, c'est-à-dire que les conductivités verticale k_v et horizontale k_h sont différentes. Dans des sols naturels, la conductivité horizontale est généralement plus grande que la conductivité verticale (de dix fois dans un sol argileux à cent fois et plus dans un sol finement lité) en fonction du mode de dépôt des sols. Pour des structures en terre, telles que les digues, c'est également le cas en raison de la construction de la digue par couches. Pour la couche supérieure, des fissures (de retrait) dans des sols limoneux ou argileux peuvent mener à une perméabilité verticale plus grande que la perméabilité horizontale. La figure 8.35 montre l'effet de l'anisotropie sur le réseau d'écoulement. Si l'anisotropie est trop grande, le suintement se produit au niveau du talus côté val.

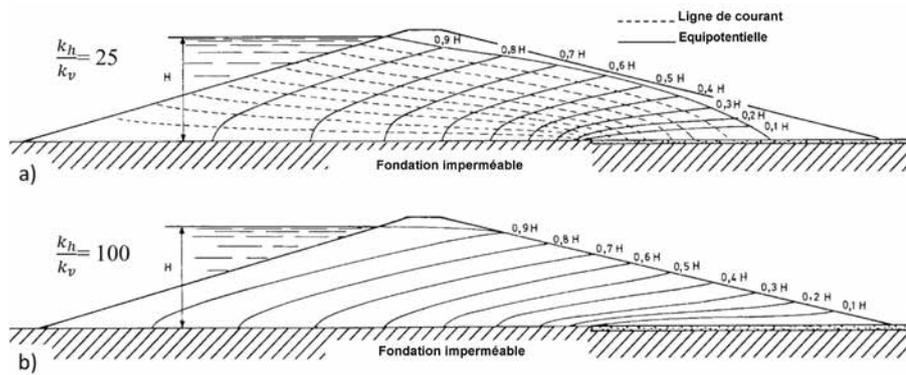


Figure 8.35 Influence de l'anisotropie de perméabilité sur le réseau d'écoulement pour une digue perméable construite sur une fondation imperméable en situation statique (d'après Josseume, 1970)

8.3.1.4 Détermination des lignes phréatique, d'écoulement et équipotentiels

Pour l'analyse de la stabilité de la digue et sa conception, l'événement de crue peut conduire à plusieurs situations transitoires. Cependant, même en situation transitoire, il est plus facile et souvent plus sécuritaire d'analyser la digue à partir des niveaux d'eau dimensionnants (cf. sections 7.3.5 à 7.3.9) dans un état permanent (ces situations ne reflétant pas strictement la réalité). Pour ce faire, la détermination de la ligne phréatique est nécessaire et représente l'une des premières étapes de modélisation. La figure 8.36 donne une illustration d'une approximation qui peut être faite en considérant un état permanent plutôt qu'un état transitoire. L'analyse de la stabilité de la digue (stabilité de pente, érosion interne, etc.), en situation permanente (cas b, figure 8.36), est souvent une approche sûre parce qu'une ligne phréatique interne plus haute est prise en compte lors de la modélisation.

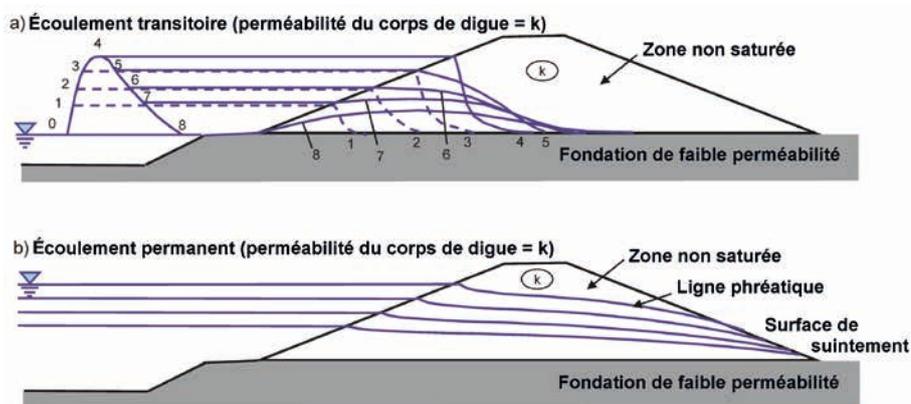


Figure 8.36 Comparaison de l'état de saturation en état transitoire de crue (a) et en état permanent (b) en considérant le même niveau d'eau (d'après les recommandations allemandes)

La première étape pour une analyse du suintement est de déterminer la position de la ligne phréatique, qui est une condition de frontière hydraulique pour le réseau d'écoulement. Plusieurs méthodes sont actuellement disponibles pour définir la ligne de saturation dans une structure en terre, dont les méthodes géométriques, analytiques et numériques. Les méthodes simples telles que les méthodes graphiques déterminent cette position avec une précision suffisante pour effectuer les calculs initiaux (cf. figure 8.37 dans l'encadré 8.8). Des méthodes analytiques, comme la méthode de segment, sont souvent empiriques.

Encadré 8.8

Méthodes graphiques usuelles pour déterminer la position de la ligne de saturation

Plusieurs auteurs ont proposé des solutions pour déterminer la position de la ligne phréatique et la surface de suintement (en sortie). Ces méthodes simplifiées sont souvent utilisées et donnent des solutions approximatives mais suffisantes. Kozeny montre que pour un barrage homogène en terre, non drainé, la ligne de saturation à travers l'ouvrage se rapproche approximativement d'une parabole représentée à la figure 8.37. Plusieurs équations sont proposées au tableau 8.8.

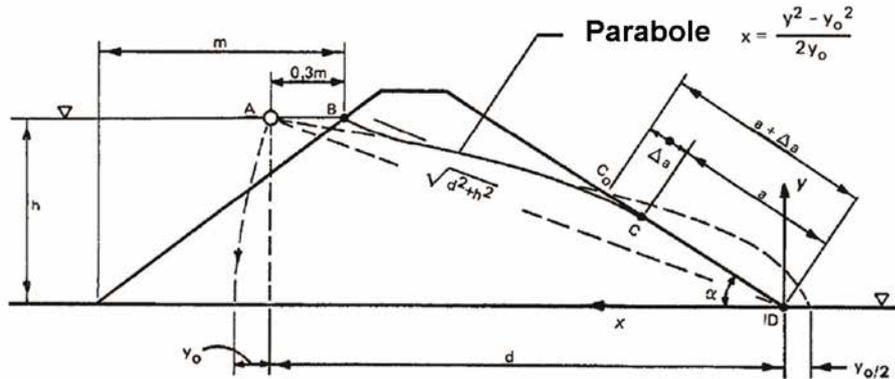


Figure 8.37 Méthodes de détermination de la ligne phréatique - terminologie

(source : USACE, 1993)

Tableau 8.8 Équations pour la détermination de la ligne phréatique

(source : USACE, 1993)

$\alpha(^{\circ})$	méthodes	équations
<30	Schaffernak	$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$
	Van Iterson	$q = k a \sin \alpha \tan \alpha$
≤ 90	Casagrande	$a = s_0 - \sqrt{s_0^2 - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$ $s_0 = \sqrt{d^2 + h^2}$ $s_0 = (\widehat{AC} + \overline{CD})$
180	Kozeny	$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 - h^2} - d)$ $q = 2 k a_0 = k y_0$
30 à 180	Casagrande	Définir $(a + \Delta a)$ comme l'intersection entre la parabole a et le talus de la digue. Ensuite, définir Δa à partir de C sur la figure (a) $q = k a \sin^2 \alpha$ $q = k y_0 = k (\sqrt{d^2 - h^2} - d)$

Des méthodes numériques sont généralement incluses dans les logiciels de modélisation aux éléments finis, mais il est important pour les lecteurs de savoir que ces méthodes utilisent des équations complexes pour déterminer les écoulements au travers de matériaux poreux. Une attention particulière doit être portée aux hypothèses et limites de chaque logiciel et l'analyste devra valider ces méthodes même si le projet n'est que peu voire pas complexe. Les lecteurs peuvent trouver plus de détails sur ces méthodes dans USACE (1993).

Quand la ligne de saturation est déterminée, des lignes de courant et des équipotentiels peuvent être obtenues graphiquement en considérant les conditions aux frontières suivantes :

- la rivière ou le front de mer constituent une ligne équipotentielle par rapport à la digue ;
- la ligne de saturation et la ligne de contact avec une couche imperméable sont deux lignes de courant ;
- une équipotentielle est perpendiculaire aux lignes de courant ;
- la pression interstitielle de l'eau u le long de la ligne phréatique est nulle donc la charge hydraulique le long de cette ligne est liée à l'altitude.

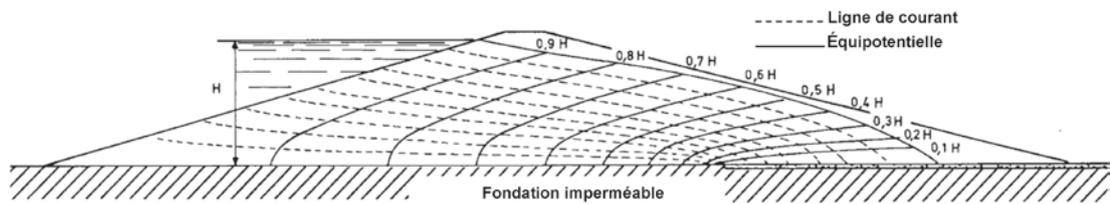


Figure 8.38 Exemple de construction du réseau d'écoulement dans une digue en terre sur une fondation imperméable (d'après BLR, 1970)

La construction du réseau d'écoulement permet d'estimer la décharge totale q en considérant que l'équation 8.70 peut être appliquée sur chaque ligne de courant.

8.3.1.5 Pression interstitielle

Quand le réseau d'écoulement est connu, il est facile de déterminer la pression interstitielle en chaque point comme indiqué à la figure 8.39. En utilisant la terminologie de cette figure, M_0 et M_1 sont sur la même ligne équipotentielle, donc la pression interstitielle au point M_0 s'exprime :

$$u(M_0) = \gamma_w [z(M_1) - z(M_0)] \tag{8.78}$$

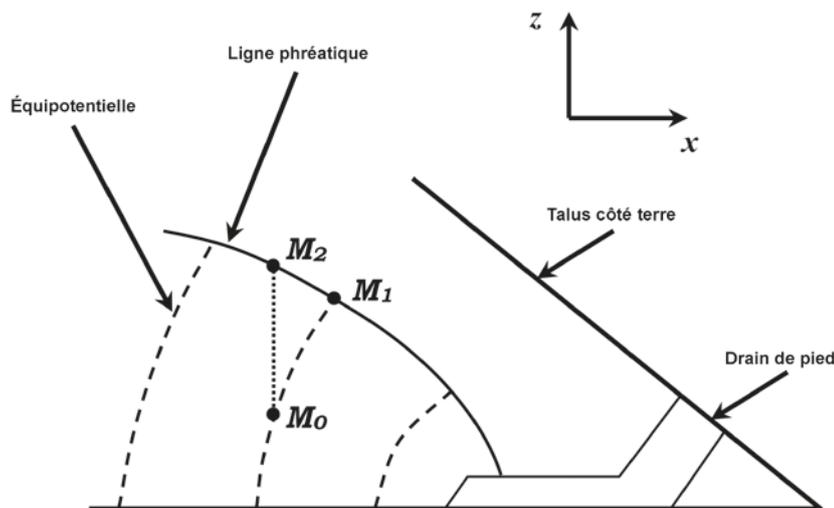


Figure 8.39 Exemple de détermination de la pression interstitielle en utilisant le réseau d'écoulement pour une digue avec un drain de pied (d'après Rolley *et al.*, 1977)

Pour des digues en terre, si la ligne d'écoulement est trop haute vis-à-vis du talus côté val, il peut amorcer la détérioration du talus et son instabilité. Des systèmes de contrôle du dimensionnement, comme celui d'un drain de pied, sont disponibles pour vérifier le suintement. La description de tels contrôles est effectuée aux chapitres 9 et 10. De tels systèmes, conçus pour collecter les écoulements à travers un remblai ou à travers sa fondation, doivent suivre des critères pour être efficaces en terme de drainage, mais aussi empêcher le déplacement de matériaux d'une couche de sol à une autre. Ces critères de filtre sont détaillés au chapitre 9.

Les forces hydrauliques, les gradients en excès ou la vitesse d'écoulement à travers une digue ou sa fondation et les pressions interstitielles en excès résultantes sont responsables de processus de détérioration tels que l'érosion interne (cf. section 8.5), les instabilités de talus, le claquage hydraulique, le soulèvement hydraulique (cf section 8.6).

8.3.1.6 Gradients de sortie

Pour le diagnostic de la digue, son dimensionnement spécifique (interfaces avec les systèmes de drainage) ou sa structure complexe (structures encastrées), il peut être nécessaire d'évaluer localement des gradients de sortie. Pour la stabilité du talus, en pied, côté val, la plupart des livres de mécanique des sols indique que le gradient de sortie ne devrait pas être supérieur à 1.

Cependant, pour les structures en terre, un facteur de sécurité pour le gradient de sortie critique est recommandé selon la nature du sol. Les détails sur le gradient de sortie critique sont donnés à la section 8.5.

Lors de l'analyse du réseau d'écoulement et du suintement, si l'écoulement est unidirectionnel, le gradient de sortie, c'est-à-dire $i_e = dh/dx$ (-), est déterminé entre les deux dernières lignes équipotentielles au niveau du pied côté val. Pour une digue, l'écoulement n'est généralement pas unidirectionnel et vertical mais incliné par rapport au plan horizontal. Le gradient de sortie peut alors être déterminé par l'équation 8.79, à partir de l'orientation de la vitesse de sortie, comme indiqué à la figure 8.40.

$$i_e = \frac{v}{k_s} = v \frac{k_h \sin^2 \alpha + k_v \cos^2 \alpha}{k_h k_v} \quad (8.79)$$

Où :

k_s = la conductivité hydraulique du sol dans la direction \vec{V} (m/s)

α = l'angle entre \vec{V} et le plan horizontal (°)

k_h = la conductivité hydraulique horizontale (m/s)

k_v = la conductivité hydraulique verticale (m/s)

Il est nécessaire d'utiliser un programme numérique qui permet le calcul de vitesses locales. La figure 8.40 montre un exemple de réseau d'écoulement dans une digue avec les vitesses locales.

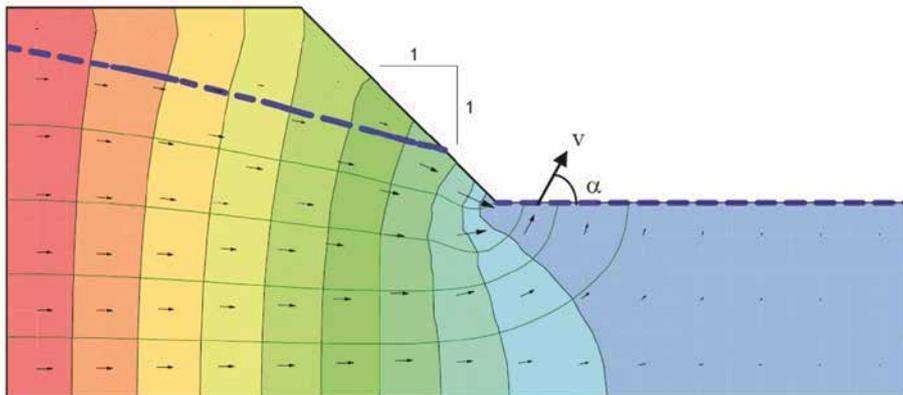


Figure 8.40 Exemple de réseau d'écoulement dans une digue et orientation des vitesses de sortie locales (d'après Mishraand Singh, 2005)

8.3.1.7 Modèles numériques pour l'analyse du suintement/des écoulements

Pour les structures complexes ou la conception de digue en phase transitoire, il est supposé que l'utilisation des lignes piézométriques pour déterminer les pressions interstitielles peuvent être incorrectes (et non sécuritaires) quand il existe une anisotropie de perméabilité et des écoulements verticaux. Le recours à des modèles numériques, essentiellement basés sur des modèles aux éléments finis, est alors généralement plus rigoureux. Ces modèles sont toutefois plus complexes à utiliser et exigent des données basées sur des tests spécifiques sophistiqués supplémentaires et/ou une expérience spécialisée. Un résultat peut toujours être obtenu à partir de modèles numériques, sans être basés sur des données valables ; il est alors fortement recommandé de valider les résultats par de rapides calculs simplifiés pour obtenir et vérifier l'ordre de grandeur de chaque paramètre.

Cependant, pour le dimensionnement d'une structure complexe ou une analyse critique, il peut être nécessaire d'utiliser un logiciel géotechnique spécifique prenant en compte l'écoulement interne en milieu poreux. Les points à noter sont (CFBR, 2010) :

- les lois de comportement élastique et parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb doivent être adoptées ;
- les étapes de construction pour initier la contrainte effective du sol doivent être modélisées ;
- la pression interstitielle, les gradients, les écoulements (en milieu saturé ou non saturé) et le suintement doivent être pris en compte ;
- les interfaces entre le sol et les structures rigides doivent être modélisées ;
- pour un sol fin, la consolidation doit être prise en compte.

Actuellement, plusieurs logiciels (par ex. : Seep/W, Plaxis et PlaxFlow, Cesar LCPC) permettent aux ingénieurs d'étudier le suintement en appliquant des modélisations aux éléments finis à des structures en terre. Chaque programme a ses propres limites et l'analyste doit consulter le manuel de l'utilisateur pour être familier de ces limitations. Un exemple de modèle est donné à l'encadré 8.9.

Note

Pour certains programmes, les résultats définissant les pressions interstitielles du matériau pendant une crue peuvent être couplés avec des programmes de calcul de stabilité en 2D, tels que Talren v4 avec Plaxis ou Slope avec Seep/W.

Encadré 8.9

Exemple d'application de modèle aux éléments finis pour le diagnostic de stabilité d'une digue et son dimensionnement

Sur la Loire, une campagne de renforcement de digues a eu lieu dans les années 1980. Plusieurs techniques ont alors été employées pour assurer leur stabilité en période de crue, mais la plus utilisée fut un élargissement du talus côté val avec mise en place d'un système de drainage en matériaux granulaires (tapis drainant). Le renforcement admet une pente inférieure à la pente de talus initiale. La ligne phréatique à l'intérieur de la digue est modifiée, assurant une meilleure stabilité de l'ensemble.

Dans le même temps ont été extraits des sédiments de Loire sableux et graveleux. La profondeur du lit de la rivière a localement diminué de deux à trois mètres, ce qui a provoqué une augmentation des phénomènes d'érosion externe. Les berges et talus de digue côté Loire ont dû être stabilisés. Pour le dimensionnement des différentes solutions de confortement, un modèle aux éléments finis a été utilisé pour apprécier le facteur de sécurité associé à la stabilité de pente. Plaxis V8 et Plaxflow ont servi à modéliser la digue (cf. figures 8.41 et 8.42) en situation transitoire de crue.

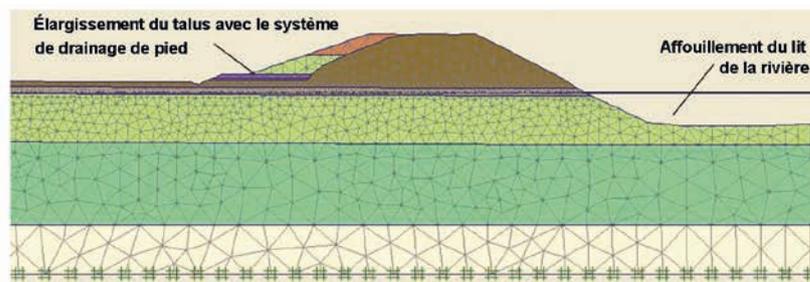
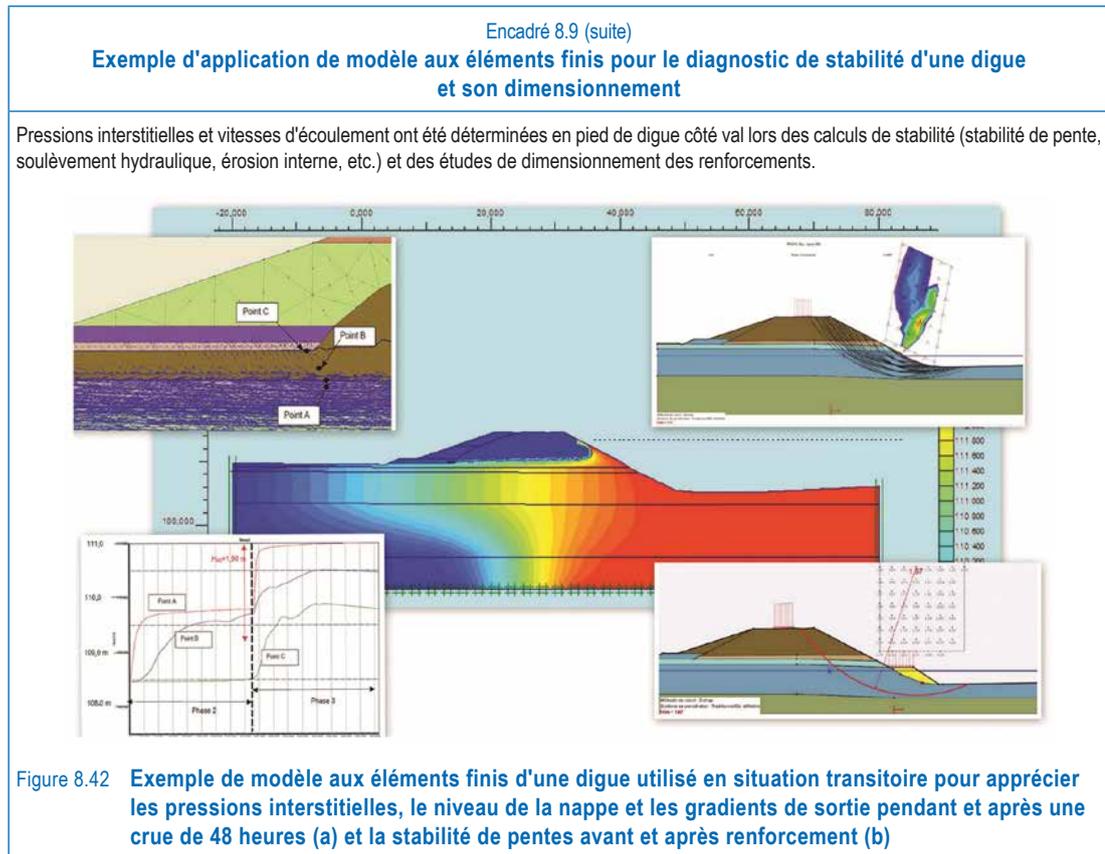


Figure 8.41 **Modèle aux éléments finis de la digue de Loire pour étudier le suintement et la stabilité de pente en situation permanente et transitoire (crue)**
(Guilly, France)



8.3.2 Pressions interstitielles induites par les vagues

L'effet spécifique des vagues sur la pression interstitielle repose sur une action hydraulique qui évolue rapidement dans le temps. La réponse dépend du niveau phréatique imposé (cf. section 8.3.1), mais également des deux composantes de déformation associées au chargement par les vagues : déformation volumique élastique du squelette granulaire du sol et/ou de l'eau interstitielle et déformation volumique plastique du squelette granulaire (variation irréversible du volume poreux).

8.3.2.1 Pression interstitielle liée à la déformation élastique

Une variation de pression interstitielle conduit à une variation de contrainte effective et à une variation du volume poreux associée à la compression du squelette granulaire. Ce phénomène induit un écoulement de l'eau, dont la vitesse dépend de la perméabilité du sol.

Quand la pression change le long de la limite externe, l'écoulement devient trop important par rapport à la perméabilité du sol. Le sol n'est plus entièrement drainé et la pression interstitielle peut augmenter progressivement. Ce mécanisme est caractérisé par une lacune dans la propagation du phénomène cyclique. Une analyse simplifiée (supposition de l'incompressibilité de l'eau) peut être réalisée, basée sur la détermination d'une période élastique T_{el} (s) définie par (CIRIA, CUR, Cerema, 2007) :

$$T_{el} = \pi L^2 \frac{\gamma_w m_{ve}}{k} \quad (8.80)$$

où :

L = la distance de pénétration à travers le sol (m)

k = la transmissivité du sol (m/s^2)

m_{ve} = le coefficient élastique de changement de volume du sol (-)

En considérant la période de chargement T (s), le rapport $T_{el}/T \ll 1$ correspond à une conservation élastique négligeable et à une charge quasi stationnaire. Cependant, si $T_{el}/T \gg 1$, la conservation élastique est importante et l'augmentation de la pression interstitielle doit être prise en compte dans les calculs de stabilité.

8.3.2.2 Pression interstitielle liée à une déformation plastique

Le changement de volume poreux peut aussi être provoqué par la dilatation et la contraction. Des sols lâches, sous chargement par cisaillement cyclique, tendent à se contracter. Cependant, quand la perméabilité du sol est trop faible par rapport à la période de chargement, la densification du sol peut être limitée par la présence du fluide interstitiel. Cela induit une pression interstitielle en excès dans le sol, qui augmente à chaque cycle de chargement (à chaque vague). La période caractéristique, T_{pl} , peut être définie comme suit (CIRIA, CUR, Cerema, 2007) :

$$T_{pl} = \frac{L^2}{N} \frac{\gamma_b m_{ve}}{k} \tag{8.81}$$

Où :

- L = la longueur sur laquelle la vague induit une contrainte de cisaillement importante
- γ_b = le poids volumique apparent du sol sec (kN/m³)
- k = la perméabilité de sol (m/s²)

Par exemple, le nombre de cycles de contrainte pour annuler la contrainte effective N peut être déterminé par des essais en laboratoire comme étant fonction de la contrainte de cisaillement et de la densité. En pratique, des modèles unidimensionnels sont disponibles (Ishihara et Yamazaki, 1984). Les résultats de ces modèles doivent être pris en compte dans les analyses de stabilité. Un exemple de pressions interstitielles induites par les vagues qui entraînent des contraintes de cisaillement cycliques appliquées au sol est donné à l'encadré 8.10.

Encadré 8.10
Contraintes de cisaillement cycliques induites par les vagues
(d'après Ishihara et Yamazaki, 1984)

Le chargement différentiel sur le fond causé par la pression de la vague induit une charge de cisaillement cyclique dans le sol. Ces contraintes peuvent provoquer des déformations significatives voire une liquéfaction. La méthode la plus utilisée pour évaluer la liquéfaction induite par les vagues a été développée par Ishihara et Yamazaki (1984) et peut être ainsi résumée :

Figure 8.43 **Définition des notations pour la contrainte de cisaillement induite par les vagues**
(d'après Ishihara et Yamazaki, 1984)

Encadré 8.10 (suite)

Contraintes de cisaillement cycliques induites par les vagues (d'après Ishihara et Yamazaki, 1984)

La propagation des vagues correspond à un nombre infini de trains de vagues ayant une amplitude et une longueur d'ondes constantes. Le passage de telles vagues crée une pression harmonique sur le fond. Les contraintes induites sont analysées en appliquant une charge sinusoïdale sur une surface horizontale infinie. Il peut être démontré que le rapport de contrainte cyclique est égal à :

$$\frac{\tau_{vh}}{\sigma_{v'}} = \left(\frac{\tau_{vh}}{\sigma_{v'}} \right)_{z=0} e^{-2\pi z/L} \quad (8.82)$$

Où :

τ_{vh} = l'amplitude de la contrainte de cisaillement (kPa)

$\sigma_{v'}$ = la contrainte verticale effective de surconsolidation (kPa)

z = la profondeur à partir de la ligne de dépôt (boue) (m)

Le rapport de contrainte cyclique au niveau de la ligne de dépôt (boue) est exprimé par :

$$\left(\frac{\tau_{vh}}{\sigma_{v'}} \right)_{z=0} = \frac{\pi \gamma_w H_0}{\gamma' L_0 \sin h \left(\frac{2\pi h}{L} \right) \sqrt{\tan h \left(\frac{2\pi h}{L} \right) \left(1 + \frac{4\pi h/L}{\sin h(4\pi h/L)} \right)}} \leq \frac{\pi \gamma_w}{7 \gamma'} \frac{\sin h \left(\frac{2\pi h}{L} \right)}{\cos h^2 \left(\frac{2\pi h}{L} \right)} \quad (8.83)$$

Où :

γ' = le poids volumique déjaugé (kN/m³)

h = la profondeur d'eau (m)

H_0 = la hauteur de vague en eaux profondes (m)

L_0 = la longueur d'ondes de la vague en eaux profondes (m)

L = la longueur d'ondes du train de vague pour lequel la profondeur de l'eau est h (m)

À noter que l'équation 8.83 contraint la pente de la vague à une valeur en dessous d'une valeur critique, exprimée par une inégalité.

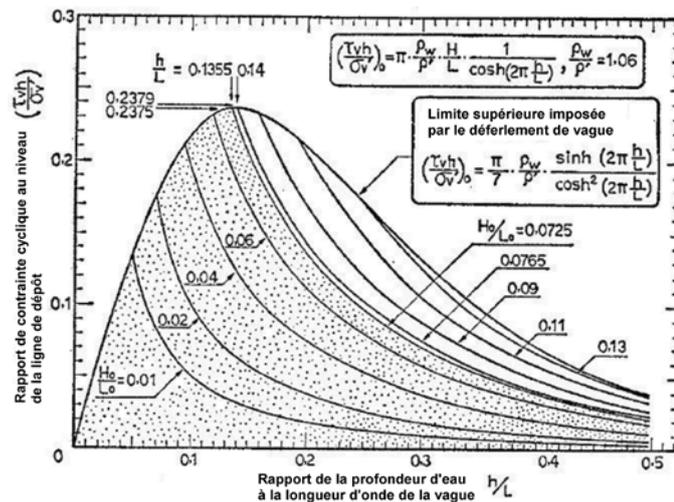


Figure 8.44 Estimation du rapport de contrainte cyclique au niveau de la ligne de boue
(d'après Ishihara et Yamazaki, 1984)

Le rapport de contrainte cyclique calculé est ensuite comparé au rapport de contrainte cyclique provoquant la liquéfaction et la mobilité cyclique dans laquelle la rotation continue de la contrainte principale est considérée. La procédure est décrite en détails dans Ishihara et Yamazaki (1984).

8.3.3 Pression interstitielle induite par consolidation

Il a été montré (cf. Skempton et Bjerrum, 1957 ; Henkel, 1959) qu'une relation peut être établie entre des incréments de contrainte de consolidation sphériques et déviatoriques selon l'équation 8.84 :

$$\Delta u(t) = B (\Delta\sigma_{oct} + A\Delta\tau_{oct}) [1 - U(t)] \tag{8.84}$$

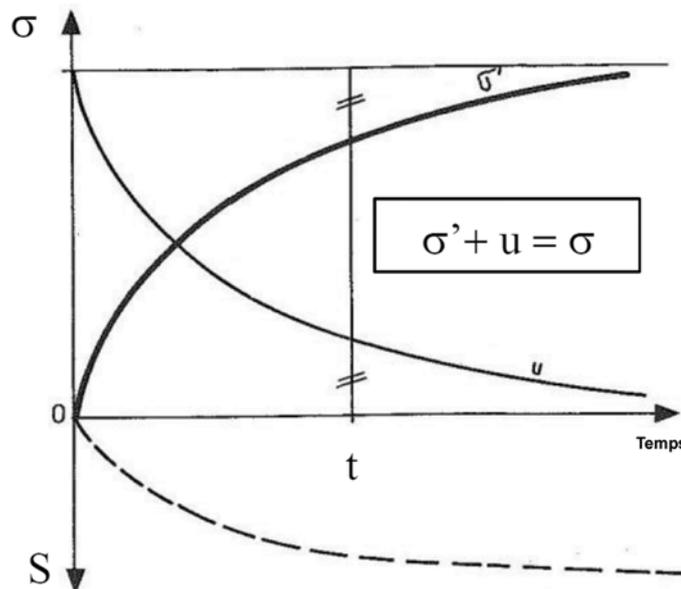
Avec B et A des paramètres de pression interstitielle (cf. section 7.8.3) dépendant du degré de saturation et de la compressibilité du squelette granulaire du sol et U(t) le taux de consolidation au temps t (cf section 8.7.2). Pour des sols normalement consolidés saturés, B est généralement pris égal à 1.

Excepté lorsque le facteur de sécurité de stabilité de la pente est bas, la partie de la pression interstitielle induite par les déformations de cisaillement (coefficient A) est négligeable et la pression des terres peut être prise égale à K_0 (-). Avec ces hypothèses, il est possible d'exprimer le taux de pression interstitielle r_u en fonction de la charge verticale :

$$r_u(t) = \frac{\Delta u(t)}{\Delta\sigma_v} = \frac{1 + 2K_0}{3} [1 - U(t)] \tag{8.85}$$

Cette formule peut être utilisée pour déterminer la pression interstitielle lors des analyses de stabilité de pente (cf. section 8.6) lors des différentes phases de construction.

Comme illustré à la figure 8.45, quand une charge est appliquée à un sol saturé, de perméabilité faible, la contrainte totale $\Delta\sigma$ est d'abord supportée par l'eau interstitielle du sol, qui est incompressible. La pression en excès devient quasi instantanément égale à la contrainte appliquée. Si cette charge est maintenue constante, une phase de compression dépendante du temps commence : c'est la phase de consolidation primaire. Elle correspond à une période durant laquelle l'eau sort du sol et où la pression interstitielle excédentaire Δu diminue.

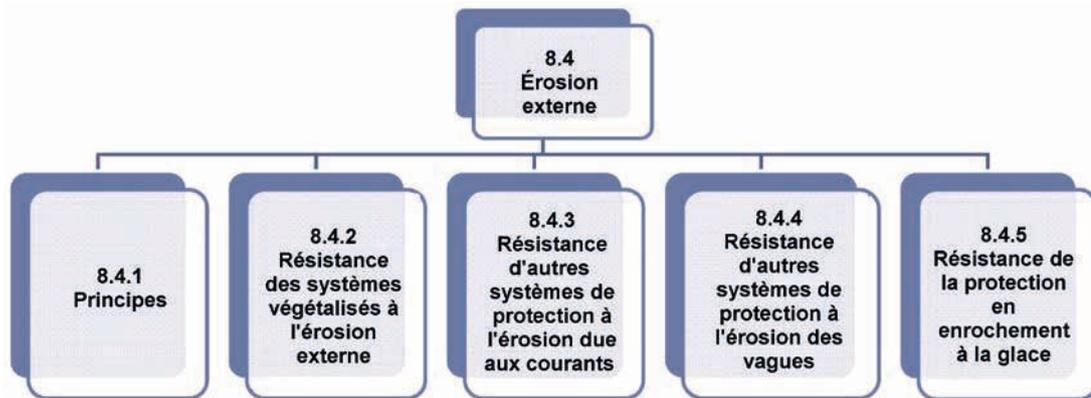


Notes

σ = la contrainte totale, σ' = la contrainte effective (ligne épaisse), u = la pression interstitielle, s = le tassement (ligne pointillée)

Figure 8.45 Phase de consolidation primaire des sols. Évolution du tassement et de la pression interstitielle en excès (d'après Philipponnat et Hubert, 2003)

8.4 ÉROSION EXTERNE



8.4.1 Principes

En plus des forces hydrostatiques et hydrodynamiques agissant sur la structure de la digue, il faut également prendre en compte l'action de l'eau sur la surface de la digue. Les interactions hydrauliques liées aux vagues et à l'action du courant sur les digues ont été précédemment décrites à la section 8.2. Il est nécessaire de considérer l'influence de ces interactions sur la digue pour s'assurer de son intégrité et de sa stabilité à long terme alors qu'elle va être exposée à des charges hydrauliques diverses. Cette section décrit les méthodes pour estimer les effets des courants et des vagues sur la surface de la digue et fournit les premières recommandations quant aux mesures de protection contre ces effets.

8.4.1.1 Courants

L'importance de considérer les courants lors de la conception de la digue tient au potentiel de l'eau en mouvement à mobiliser le matériau présent en surface de la digue ou en des endroits cruciaux pour sa stabilité. Cette section décrit les courants qui doivent être pris en compte lors de l'analyse ou de la conception des digues.

Courants dans le lit principal

Les courants dans le lit principal d'un cours d'eau interagissent avec ses limites et influencent ses formes. Le changement continu des limites du lit identifié dans l'analyse morphologique au chapitre 7 peut indiquer que des mesures de protection sont nécessaires pour éviter les dommages sur la digue. De telles mesures peuvent comporter la mise en place de protections des berges ou l'installation d'éléments modifiant la direction des courants. La gestion et la conception des digues doivent tenir compte de ces changements futurs dans le lit du cours d'eau pour garantir une performance acceptable du système de protection. Les études de transport sédimentaire effectuées lors de la caractérisation des sites (cf. chapitre 7) donnent des indications sur les tendances à long terme sur l'érosion et la sédimentation du lit. Il est donc nécessaire d'étendre ces estimations aux endroits où existe une menace potentielle pour la digue. Spécifiquement, la vitesse locale sur les rives situées en extrados de méandre et la profondeur d'affouillement qui en résulte doivent être déterminées de manière à ce que des stratégies de protection puissent être conçues. Comme décrit à la section 7.3, les distributions des vitesses dans un profil transversal varient selon la forme et l'alignement du cours d'eau. Pour déterminer la vitesse près des berges dans les méandres, il est donc nécessaire d'appliquer des facteurs de correction à la vitesse moyenne mesurée dans le lit ou de mettre au point des modèles numériques multi-dimensionnels.

Courants sur la surface de la digue

Lorsque qu'un écoulement se propage sur la surface de la digue, il applique non seulement des forces statiques et dynamiques auxquelles la digue doit résister, mais également une force de résistance ou de friction sur les matériaux composant sa surface. Cette résistance, causée par une contrainte de cisaillement en surface (cf. section 7.3), peut mobiliser des matériaux et mener ainsi à l'érosion voire à la rupture de la digue. Les courants induits par les écoulements au cours des différents niveaux

d'inondation, y compris ceux correspondant à l'événement maximum pris en compte, imposent des contraintes de cisaillement aux limites de différents ampleurs. Il est donc nécessaire d'évaluer les contraintes de cisaillement pour différents niveaux d'écoulement.

En écoulement laminaire, la contrainte de cisaillement induite par le courant agissant sur le lit du cours d'eau peut être calculée grâce à l'équation 7.45.

Le premier paramètre à estimer est la vitesse moyenne dans la section transversale du cours d'eau, à proximité de la digue. Cette vitesse est souvent obtenue à partir de modèles numériques construits pendant la caractérisation du site (cf. section 7.3), ou peut être calculée grâce aux résultats donnés par ce modèle. Les équations de Manning-Strickler ou de Chézy (cf. section 7.3.6.1) offrent une méthode simplifiée pour le calcul de cette vitesse moyenne, qui donne à son tour une indication sur les vitesses pouvant exister à proximité de la surface de la digue. La contrainte de cisaillement calculée à l'aide de la vitesse moyenne est valable sur le lit du cours d'eau. L'évaluation de la contrainte de cisaillement, à d'autres endroits que le lit, nécessite d'ajuster les valeurs de vitesse moyenne. Il existe des facteurs de correction pouvant être utilisés pour ajuster la vitesse moyenne et ainsi mieux refléter les conditions locales d'écoulement (cf. section 8.4.1.2). Une approche alternative consiste à utiliser des modèles multidimensionnels sur des zones données pour calculer la valeur et la direction de la vitesse, là où sont attendues de fortes valeurs.

8.4.1.2 Base des concepts critiques pour l'érosion

L'analyse de la stabilité hydraulique des enrochements et des sédiments concerne en général les pierres individuelles et les particules. Par comparaison, l'analyse de stabilité géotechnique discutée à la section 8.6 concerne toujours les matériaux en masse. Les mouvements de roches et de sédiments dus au courant et à l'action des vagues sont vus comme des « déplacements » de particules individuelles ou comme des « trous d'affouillement » lorsque le lit est constitué de sables, petits cailloux ou gravier. Cela montre que les importances relatives des mouvements des particules grossières et fines sont de différents ordres. Les déplacements de pierres individuelles sont de l'ordre de plusieurs fois le diamètre de la pierre, alors que les profondeurs/longueurs d'affouillement dans les sédiments sont au moins de l'ordre de plusieurs fois l'ordre de grandeur de la taille de la particule.

Les méthodes conventionnelles de conception ont pour but d'empêcher le mouvement initial de particules fines ou grossières en définissant des conditions « seuil ». Ces conditions sont exprimées en termes de valeurs critiques pour la contrainte de cisaillement, la vitesse, la hauteur des vagues ou le débit.

Il y a habituellement une dispersion expérimentale considérable autour du point de mouvement initial, par exemple le paramètre de contrainte de cisaillement critique, Ψ_{cr} , ou la vitesse critique V_{CR} . Le concepteur peut tirer profit d'une approche probabiliste telle que celle décrite dans CIRIA ; CUR ; Cerema (2007) pour tenir compte des incertitudes. En plus de l'incertitude sur la résistance ou la force, des dommages certains peuvent être acceptés. Cela implique qu'un certain mouvement est permis, mais seulement jusqu'à un niveau de déplacement ou d'affouillement prédéfini. Ces niveaux seuils peuvent, par exemple, être définis comme :

- quantité maximale de pierres ou de bloc de béton déplacée (par unité de temps et de surface) ;
- profondeur critique d'affouillement ;
- transport maximal de matériaux.

Le principe consistant à autoriser un endommagement en dessous d'une certaine limite est le plus commun pour la conception de mesures de protection de type enrochements ou par des éléments en béton armé.

Le dépassement des conditions de seuil évoquées précédemment mène à l'instabilité des matériaux meubles. Les vagues, les vitesses de courant et les différences de niveau d'eau, qui toutes agissent au travers de contraintes de cisaillement, peuvent être vues comme les principales charges hydrauliques. Les principales forces de résistance de stabilisation sont la gravité et la cohésion. La cohésion est significative seulement pour les sédiments de type argile et limon ($D < 5 \mu m$ et $D < 50 \mu m$ respectivement) ou les sables fins ($D < 250 \mu m$) ayant une fraction limoneuse appréciable. À cet égard, il est commode de classer les matériaux des couches érodables ou du sous-sol de cette manière :

- sédiments cohésifs **limons**, $D < 50 \text{ mm}$ et **argile**, $D < 5 \mu m$

- sédiments fins, non cohésifs **sable**, $50 \mu\text{m} < D < 2 \text{ mm}$
- sédiments grossiers, non cohésifs **gravier**, $D > 2 \text{ mm}$ et **pierres**, $D > 50 \text{ mm}$

L'encadré 8.11 fournit des informations à propos de la classification des sédiments et des matériaux utilisée en ingénierie géotechnique.

Encadré 8.11 Classification des sédiments
Les caractéristiques des matériaux sédimentaires relatives à l'érosion et à la mobilité des sédiments sont définies différemment des propriétés des matériaux du sol utilisées dans les classifications géotechniques des sols.
Les tailles de particules pour la mobilité des sédiments telles que définies dans ce manuel se réfèrent aux désignations européennes. Les classes de taille de sédiment aux États-Unis sont différentes et peuvent être trouvées dans Vanoni (1975), (Lane <i>et al.</i> , 1947).

La réponse structurelle des particules peut être concrètement décrite avec une ou plus des variables de charge hydraulique et des paramètres suivants :

- le débit spécifique, q , au travers d'une structure ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) ;
- la contrainte de cisaillement, τ (N/m^2), ou le paramètre de Shields, sans dimension, $\Psi(-)$, ou la vitesse de frottement, u^* (m/s) ;
- la vitesse moyennée sur la profondeur V , ou la vitesse locale u (m/s) ;
- la hauteur d'eau, h , ou la charge hydraulique H ou $H-h$ (m).

Les variables de force ou de résistance les plus importantes vis-à-vis de la stabilité sont :

- la taille des particules, D (m) ou le diamètre nominal, D_n (m) ou la masse, M (kg) ;
- la densité relative de flottaison, $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$, où ρ_s est la densité de masse apparente (kg/m^3) et ρ_w la densité de masse de l'eau (kg/m^3) ;
- les facteurs de mitigation qui peuvent lier ensemble des particules individuelles et qui incluent la cohésion interparticule ou la densité de masse de toute racine d'herbe (kg/m^3).

Deux méthodes ou concepts basiques existent pour évaluer la stabilité hydraulique d'une structure rocheuse :

- le concept de contrainte critique ;
- le concept de vitesse critique.

En pratique, à partir de ces deux méthodes, d'autres critères peuvent être déduits en termes de mobilité ou de nombre de stabilité (cf. tableau 8.9).

Tableau 8.9 **Les concepts de stabilité et leur relation avec les types de structure et la formule de stabilité pour la conception**

Concept de stabilité	Paramètre de stabilité	Type de structure
Contrainte de cisaillement	Ψ_{cr} (paramètre de Shields)	Protection du lit et des berges Déversoirs et exutoires
Vitesse	$U^2/(2g\Delta D)$ (nombre d'Izbash)	Protection du lit et des berges Structures à proximité du lit Protection en pied et contre l'affouillement
Débit	$q/(g(\Delta D)^3)^{1/2}$	Seuils Barrages (par exemple un remblai de digue)
Hauteur de vague	$H/(\Delta^p)$ (nombre de stabilité)	Couches d'enrochements Couche de protection en béton Protection en pied et contre l'affouillement
Hauteur d'eau	$H/(\Delta^p)$	Seuils Barrages (par exemple un remblai de digue)

L'utilisation d'un concept de stabilité de vitesse, bien qu'il s'agisse du plus simple et du plus direct, peut devenir ardue lorsqu'il s'agit de déterminer une vitesse représentative. La valeur requise est souvent la valeur locale et non la valeur moyenne sur la profondeur.

Le concept de contrainte de cisaillement dans le lit introduit la mécanique des particules basique et est donc le plus souvent applicable. Cependant, le profil de vitesse verticale doit être d'abord connu, ce qui implique qu'une transformation fiable du profil de vitesse en contrainte de cisaillement doit être réalisée. Certaines approches ne sont pas purement basées sur la mécanique des particules, mais plutôt sur des essais de modèles et des analyses dimensionnelles.

Dans le cas de la résistance au mouvement et à l'érosion des sédiments sous l'action du courant, la méthode de la contrainte de cisaillement critique et la méthode de la vitesse critique sont les plus fréquemment utilisées.

Concept de vitesse critique

D'après la méthode de la vitesse admissible, l'initialisation d'un mouvement de matériau se produit lorsque la vitesse critique ou admissible est dépassée. La sélection de la vitesse adéquate est essentielle pour garantir une application fiable de ces critères. Généralement, la vitesse de courant moyennée sur la profondeur, V (m/s), est utilisée et divers facteurs de correction sont ajoutés pour s'ajuster aux conditions locales de vitesse. Le tableau 8.10 présente des vitesses critiques typiques V (m/s) pour des matériaux non cohésifs, où la profondeur de l'eau h est de un mètre. Les vitesses critiques pour des hauteurs d'eau allant de $h = 0,3$ à $3,0$ mètres peuvent être obtenues en multipliant les valeurs du tableau 8.10 par les facteurs K_i donnés au tableau 8.11.

Pour empêcher les dégâts dus à l'érosion, les vitesses d'écoulement calculées doivent être inférieures à celles données par cette méthode. En plus du cas de la charge hydraulique ultime, les vitesses pour de nombreuses conditions d'écoulement doivent être vérifiées pour s'assurer que les seuils critiques ne sont pas dépassés.

Tableau 8.10 Vitesses critiques moyennées sur la profondeur, V , pour un matériau granulaire meuble et une hauteur d'eau de 1 mètre

Matériau	Taille du tamis, D (mm)	Vitesse critique V (m/s) pour $h = 1$ mètre
Gravier très grossier	200-150	3,9-3,3
	150-100	3,2-2,7
Gravier grossier	100-75	2,7-2,4
	75-50	2,4-1,9
	50-25	1,9-1,4
	25-15	1,4-1,2
	15-10	1,2-1,0
	10-5	1,0-0,8
Gravier	5-2	0,8-0,6
Sable grossier	2-0,5	0,6-0,4
Sable fin	0,5-0,1	0,4-0,25
Sable très fin	0,1-0,02	0,25-0,20
Limon	0,02-0,002	0,20-0,15

Tableau 8.11 Facteurs de correction de la vitesse, K_i , pour des profondeurs d'eau ($h \neq 1,0$ mètre) $0,3$ mètre $< h < 3$ mètres

Profondeur, h (m)	0,3	0,6	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
K_i (-)	0,8	0,9	1,0	1,1	1,15	1,2	1,25

Concept de cisaillement critique

Le concept de cisaillement critique pour un écoulement unidimensionnel est basé sur le critère de Shields (Shields, 1936). Le critère exprime la valeur critique du ratio des forces de déstabilisation du fluide sur les forces stabilisantes agissant sur une particule. Les forces qui tendent à déplacer la particule sont liées à la contrainte de cisaillement maximale exercée sur le lit par le fluide en déplacement, alors que les forces stabilisantes sont liées au poids submergé de la particule. Lorsque le ratio des deux forces, représentées par le paramètre de Shields ψ , excède une valeur critique ψ_{CR} , le mouvement s'initie. Le critère de Shields pour un écoulement uniforme et régulier est exprimé dans les équations 8.86 et 8.87. La courbe de Shields est donnée à la figure 8.46.

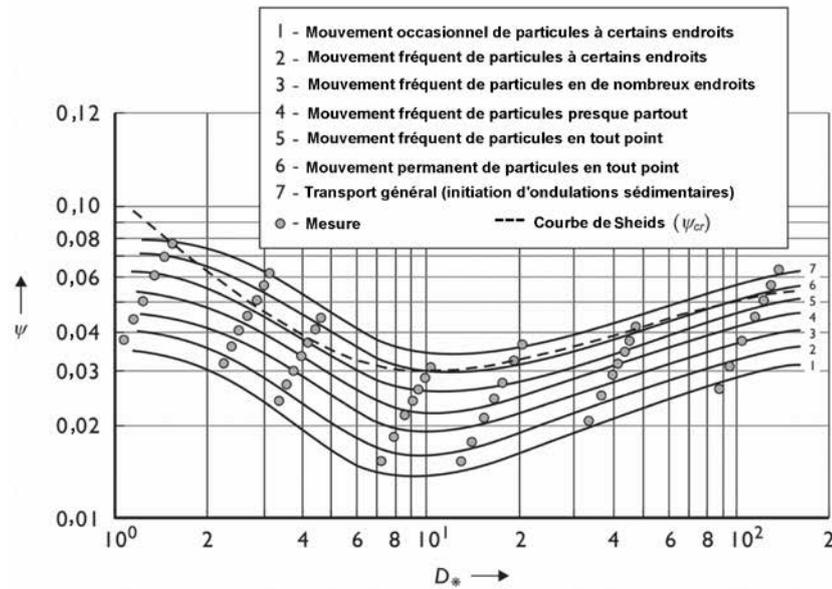


Figure 8.46 Diagrammes de Shields modifiés pour un écoulement constant (CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

L'équation 8.86 donne le paramètre de Shields ψ_{CR} en fonction de la valeur critique de la vitesse de cisaillement, u_{*cr} (m/s) :

$$\psi_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho_w) g D} = \frac{u_{*cr}^2}{\Delta g D} = f(Re) \quad (8.86)$$

L'équation 8.87 donne le paramètre de Shields en fonction de la vitesse critique moyennée sur la profondeur V_{CR} (m/s) :

$$\psi_{cr} = \frac{1}{C^2} \frac{V_{cr}}{\Delta D} \quad (8.87)$$

où

τ_{CR} = $\rho_w g V_{CR} / C^2$, valeur critique de la contrainte de cisaillement sur le lit induite par le fluide à partir de laquelle les particules entrent en mouvement (N/m²)

ρ_s = masse volumique apparente des particules (kg/m³)

ρ_w = masse volumique de l'eau (kg/m³)

D = taille au tamis du matériau (m). La taille médiane, D_{50} , est souvent une valeur caractéristique

D^* = $D_{50}(g\Delta/v^2)^{1/3}$, taille des particules, sans dimension (-)

- $u_{CR}^* = (\tau/\rho_w)^{1/2}$, valeur critique de la vitesse de frottement (m/s)
- ν = viscosité cinématique du fluide (m²/s)
- C = coefficient de friction de Chézy (m^{1/2}/s)
- $Re^* = u^*D/\nu$, nombre de Reynolds, basé sur la vitesse du cisaillement (-)
- Δ = densité relative de flottaison des particules (-)

Des valeurs approximatives de ψ sont données ci-dessous, associées avec l'état de mobilité de la particule comme indiqué :

- $\psi = 0,03$ pour l'initialisation du mouvement
- $\psi = 0,05$ pour un mouvement limité
- $\psi = 0,10$ pour un mouvement/transport général

Pour des conditions fluviales, la contrainte de cisaillement moyenne sur la limite du chenal au travers de la totalité du profil de la rivière est calculée par l'équation 8.88 :

$$\tau = \gamma K_b R S_f \tag{8.88}$$

K_b = coefficient de courbure du lit (-)

γ = poids volumique de l'eau (kN/m³)

R = rayon hydraulique du cours d'eau (surface mouillée divisée par le périmètre mouillé) (m)

S_f = pente de la ligne de charge (m/m)

La figure 8.47 présente un graphe de la contrainte de cisaillement critique en fonction de la taille moyenne des particules. Ce diagramme montre que le matériau le plus érodable est le sable fin ayant une taille moyenne de particule dans une gamme de 0,1 à 0,5 millimètre. Il montre aussi que pour les matériaux cohésifs à grains fins (limons, argiles), le seuil d'érosion n'est pas corrélé avec la taille moyenne des particules.

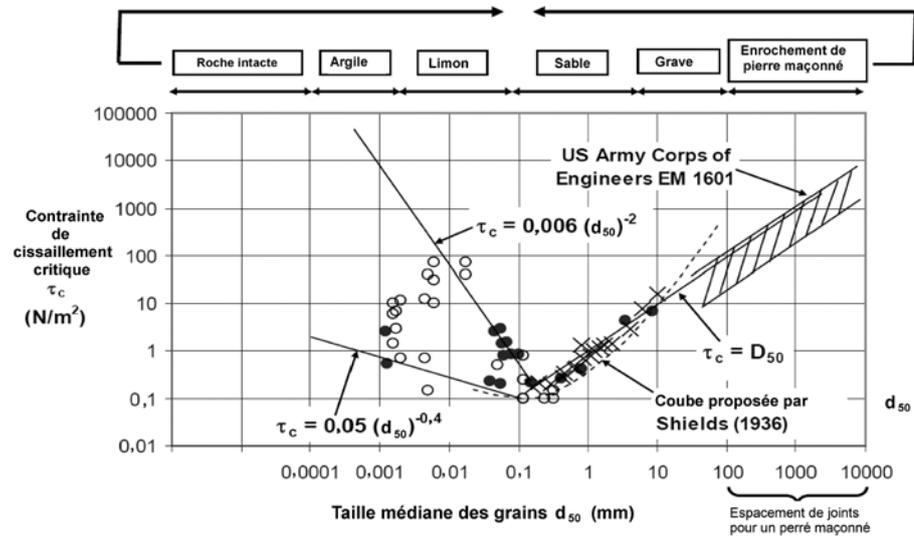


Figure 8.47 **Contrainte de cisaillement critique en fonction de la taille de la particule** (Briaud et al., 2001)

La méthode de la vitesse critique et celle du cisaillement critique peuvent toutes deux faire appel à la vitesse moyennée sur la profondeur. Cette approche peut être étendue pour s'ajuster aux conditions locales si les facteurs appropriés sont pris en compte. Ces facteurs peuvent être sous la forme de facteurs d'amplification de charge ou de facteurs de réduction de résistance comme indiqué dans

le tableau 8.12. Un résumé des équations utilisées pour calculer ces facteurs est fourni au tableau 8.13. Plus de détails sur ces facteurs d'ajustement peuvent être trouvés dans la littérature, par exemple CIRIA, CUR, Cerema (2007).

Tableau 8.12 Facteurs d'amplification et de réduction pour ajuster la vitesse moyennée sur la profondeur

Charge	Type de facteur	Facteur	À multiplier avec :
Vagues en plus	Amplification	$k_w (\geq 1, \text{limité à } \tau_w < 2.5 \tau_c)$	u^2, ψ, τ, q^2, H
Turbulence excessive	Amplification	$k_t (\geq 1)$	$u, \psi^{1/2}, \sqrt{\psi}, \tau^{1/2}, q, H^{1/2}$
Profil de vitesse ou profondeur (distribution logarithmique)	Amplification	Λ_{hf}	V
Pente	Réduction	$k_{sl} (\geq 1)$	V

Tableau 8.13 Formules des facteurs d'amplification et de réduction

Facteur	Equation	Paramètres
Amplification de vague	$k_w = 1 + \frac{1}{2} f_w \frac{C^2}{2g} \left(\frac{u_0}{V} \right)^2$	f_w est le facteur de friction de lit rugueux <ul style="list-style-type: none"> $f_w = 0.3$ pour $a_0/z_0 \leq 19.1$ $f_w = 1.39(a_0/z_0)^{0.52}$ pour $a_0 > 19.1z_0$. C est le coefficient de Chézy u_0 est le pic de vitesse orbitale à proximité du lit (m/s ²)
Turbulence	$k_t = \frac{1 + 3r}{1.3}$	r est le facteur de turbulence tel que décrit à la section 7.3.7.5
Profondeur ou profil de vitesse	$\Lambda_h = \frac{1}{f_c} = \frac{C^2}{2g} = \frac{18^2}{2g} \log^2 \left(\frac{12h}{k_s} \right)$	K_s est la rugosité du lit : <ul style="list-style-type: none"> $k_s = 2(D_{90})$ ou $\approx 4(D_{50})$ pour les sédiments et les graviers ; k_s pour les enrochements dépend de la situation ; f_c est le facteur de friction pour les courants.
Pente	$k_{sl} = \frac{\cos \psi \sin \beta + \sqrt{\cos^2 \beta \tan^2 \phi - \sin^2 \psi \sin^2 \beta}}{\tan \phi}$	ψ = angle du courant par rapport à la direction du haut du talus (degrés) β = angle du talus de la digue par rapport à l'horizontale (degrés) ϕ = angle de talus du matériau

La combinaison des facteurs d'ajustement avec le paramètre de Shields donne :

$$\frac{V^2}{2g} = k_{sl} k_t^{-2} k_w^{-1} \Lambda_h \psi_{cr} \Delta D \quad (8.89)$$

Dans l'équation 8.89 ψ_{cr} peut être utilisé comme un paramètre de dommages avec :

- $0,03 < \psi_{cr} < 0,035$ ne représente aucun dommage ou mouvement ;
- $0,05 < \psi_{cr} < 0,055$ représente un certain mouvement.

Différentes formules de stabilité peuvent être dérivées de ces concepts pour des applications spéciales telles que les berges de rivières. Un exemple de critère de stabilité est donné à l'encadré 8.12.

Encadré 8.12

Critère de stabilité de type vitesse pour des enrochements sur un seuil

L'exemple bien connu d'un critère de stabilité de type vitesse a été présenté par Izbash et Khaldre (1970).

Enrochements exposés

$$\frac{v_b^2}{2g} = 0.7 \Delta D_{50} \quad (8.90)$$

Enrochements enchâssés

$$\frac{v_b^2}{2g} = 1.4 \Delta D_{50} \quad (8.91)$$

Où D_{50} est la taille médiane du passant (m).

Domaine de validité : ces équations, telles que développées par Izbash et Khaldre (1970), sont valides pour des profondeurs relatives h/D allant de 5 à 10.

On note que Izbash et Khaldre (1970) ont défini v_b comme la vitesse critique pour le mouvement des enrochements, ce qui peut être interprété comme la vitesse à proximité des blocs et non comme la vitesse de courant moyennée sur la profondeur, V (m/s).

Sols cohésifs

Dans la résistance hydraulique (érodabilité) des sédiments cohésifs, l'interaction physico-chimique entre les particules joue un rôle significatif. Ainsi, la détermination des vitesses critiques dépend beaucoup des données empiriques basées sur des expériences variées et des observations *in situ*. Les connaissances existantes sur la corrélation du facteur de Shields et/ou de la vitesse de courant critique U_{cr} avec les propriétés mécaniques du sol (proportion de limons, indice de plasticité, contrainte de cisaillement, etc.) ne sont pas encore suffisantes pour permettre une approche générale. Les matériaux cohésifs tels que l'argile ont généralement une résistance à l'érosion plus grande que les matériaux non cohésifs. À titre indicatif, les valeurs suivantes de vitesse critique peuvent être utilisées :

- argile assez compactée ($e = 0,50$) $U_{cr} = 0,8$ m/s ;
- argile raide ($e = 0,25$) $U_{cr} = 1,5$ m/s.

Même s'il est accepté qu'il existe une incertitude sur la prédiction de l'érosion d'un sol en raison de la série de facteurs pouvant affecter l'état et l'érodabilité d'un sol et de l'incertitude sur la performance des couches de protection (telles que la couverture végétale), les méthodes suivantes existent pour estimer les performances.

Une discussion plus détaillée sur l'érodabilité d'un sol peut être trouvée à la section 8.10, dans la partie consacrée aux processus de brèche.

8.4.2 Résistance des systèmes végétalisés à l'érosion externe

Le potentiel des talus pour l'érosion et l'affouillement peut être déterminé en calculant les vitesses de courant et les contraintes de cisaillement aux limites, comme exposé aux sections 8.4.1.1 et 8.4.1.2, et en comparant ces valeurs aux limites permises pour les matériaux. On peut s'attendre à un mouvement de sol (érosion) si les valeurs calculées excèdent les valeurs limites du matériau de la digue. Une fois établi que l'érosion et/ou l'affouillement menacent la sécurité de la digue, il est nécessaire d'envisager des mesures pour réduire ou atténuer les effets résultants. Parmi ces protections, il est toujours intéressant d'envisager l'option du système végétalisé.

Alors que beaucoup de recherches ont été menées sur les effets de la végétation et de l'enherbage sur les écoulements au sein des cours d'eau, les recommandations sur les performances d'une couverture enherbée pour les digues en condition de surverse ou de paquets de mer sont plus limitées. Ces recommandations se divisent en performances en conditions de surverse (souvent appelée à tort franchissement) et performances en conditions de paquets de mer. Une revue des recherches et des recommandations actuelles pour les deux cas peut être trouvée dans Morris *et al.* (2012a).

Les recherches et recommandations se réfèrent souvent à trois sources :

- les recherches américaines menées par USDA au Stillwater, Oklahoma ;
- les publications britanniques de CIRIA ;
- les recherches néerlandaises en cours sur les performances de l'enherbage sur les digues pendant un déversement par paquets de mer.

Il existe des différences d'approches notables dans chacune de ces sources ((Temple *et al.*, 1987, Temple, 1997, Temple et Hanson, 1994, et Hanson et Temple, 2002). Les recommandations américaines examinent la combinaison entre le type de végétation et la résistance du sol à l'érosion, tandis que les recommandations britanniques n'examinent que la végétation. Les recommandations néerlandaises se concentrent sur le déversement par paquets de mer, mais appliqué aux performances des digues néerlandaises, qui sont normalement construites à partir d'une couche d'argile recouverte de végétation et située sur un noyau sableux. Les analyses de performances pour la couche extérieure devraient cependant être généralement applicables.

8.4.2.1 Résistance de l'enherbage sous des conditions de surverse

Les recommandations existantes se basent sur deux sources :

1. En Europe, les recommandations se réfèrent souvent aux travaux de CIRIA pendant les années 1970/1980, tirés de Whitehead (1976) ou Hewlett *et al.* (1987).
2. Aux États-Unis, les recommandations sont généralement construites à partir de Temple *et al.* (1987).

Les recommandations CIRIA fournissent des courbes de dimensionnement, qui suggèrent des limites acceptables pour des combinaisons de vitesse de courant et de durée. L'approche américaine estime les contraintes de cisaillement à la surface du sol (en fonction du type de végétation et de l'impact) suivies de l'acceptabilité en relation avec l'érodabilité du sol.

La figure 8.48 peut être utilisée comme un premier guide pour concevoir les mesures de protection de digue appropriées. Les calculs détaillés devraient suivre l'utilisation de la figure 8.49 pour confirmer les performances adéquates des mesures choisies compte-tenu des conditions spécifiques du site. Si la figure 8.48 indique que des systèmes de revêtements plus substantiels (tels que des tapis et des blocs de béton) sont requis, les recommandations plus détaillées de la partie 8.4.4 devraient être utilisées. Là où des mesures brevetées sont utilisées, les recommandations du fabricant devraient être suivies. En raison de la nature inexacte de la définition de l'érosion et de l'affouillement et des variations significatives entre les différentes formules, il est conseillé d'utiliser plusieurs méthodes pour calculer une gamme d'exigences possibles.

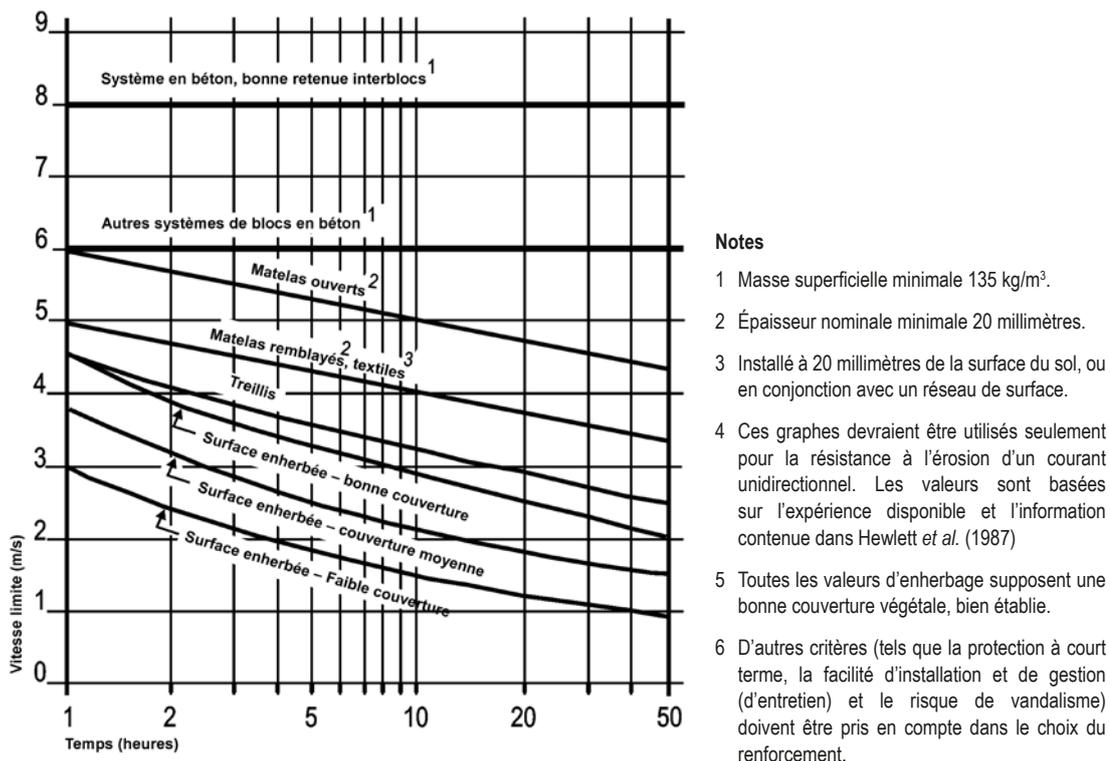


Figure 8.48 Valeurs limites de dimensionnement de la résistance à l'érosion pour des mesures anti érosion sélectionnées (Hewlett *et al.*, 1987)

Les courbes de dimensionnement de la figure 8.48 semblent intégrer un facteur de sécurité en comparaison des courbes de performances présentées dans Whitehead *et al.* (1976) (*cf.* figure 8.49). Ainsi, même si ces courbes peuvent être appropriées à des fins de conception, les courbes précédentes (en pointillés sur la figure 8.49) devraient être utilisées lors d'une évaluation de performance des digues.

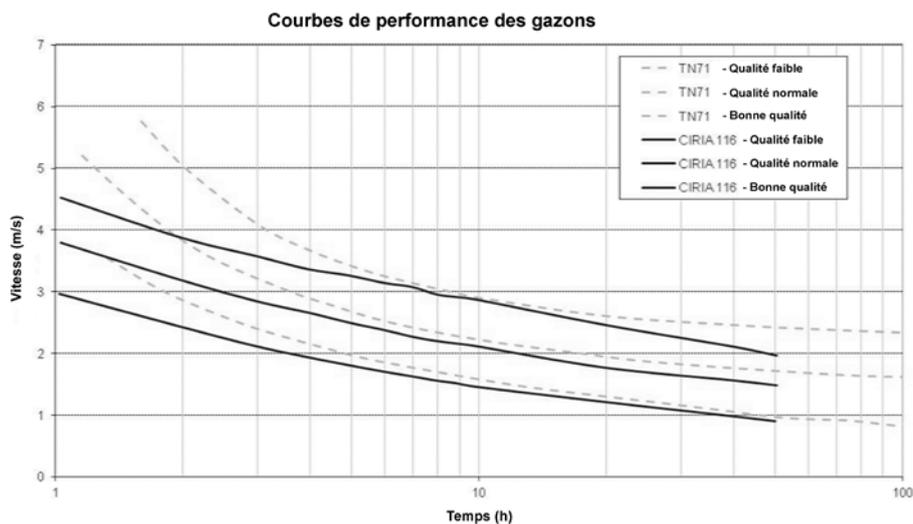


Figure 8.49 Comparaison entre les courbes de performances de l'enherbage R116 (Hewlett *et al.*, 1987) et les données d'essais in situ originelles (Whitehead *et al.*, 1976)

8.4.2.2 Résistance de l'enherbage en conditions de surverse par paquets de mer

Les premières approches d'évaluation de résistance à la surverse par paquets de mer par une couverture végétale ont utilisé les mêmes courbes de performance CIRIA, mais avec un taux de surverse moyenné résultant des paquets de mer périodiques, ignorant la surcote dans le courant provenant de l'action des vagues, ce qui pouvait amener à sous-estimer l'impact de l'action des vagues.

Les études néerlandaises récentes (c'est-à-dire postérieures à 2000) et en cours utilisant un simulateur de paquets de mer (cf. figure 8.50) permettent le développement de recommandations sur les performances en conditions de surverse par paquets de mer. Les digues néerlandaises comportent généralement une couche de sol argileux enherbé, recouvrant un noyau sableux (cf. figure 8.51). L'analyse des performances de l'enherbage est seulement reliée à la couverture végétale, au gazon et à la couche supérieure, qui peut avoir une épaisseur allant jusqu'à 0,2 mètre, en comptant celle du gazon qui elle peut atteindre 0,05 mètre.



Figure 8.50 **Études néerlandaises récentes sur les performances de l'enherbage en conditions de surverse par paquets de mer, utilisant le simulateur de paquets de mer**
(Morris *et al.*, 2012a)

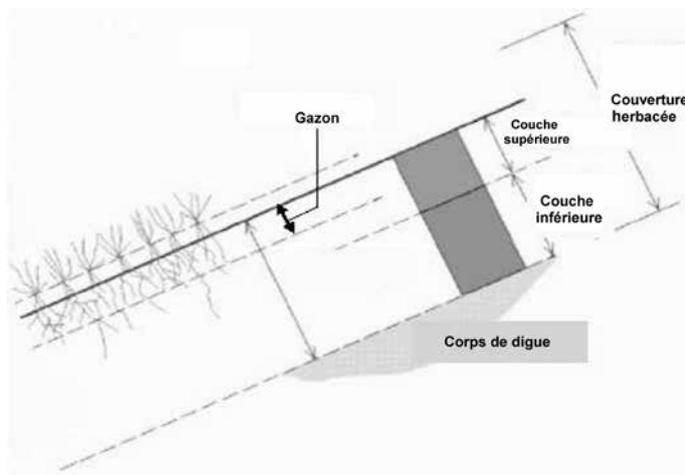
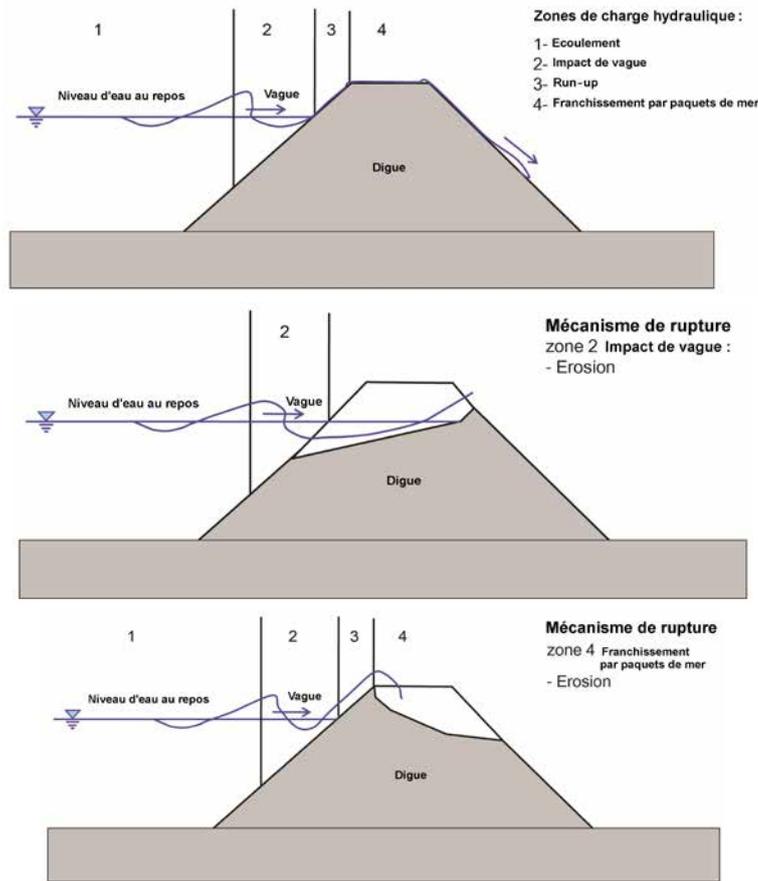


Figure 8.51 **Études néerlandaises récentes sur les performances de l'enherbage en conditions de surverse par paquets de mer, utilisant le simulateur de paquets de mer**
(d'après TAW, 1997 et Rijkswaterstaat)

Trois conditions de résistance de l'enherbage sont décrites avec un gazon qui peut être : fermé, ouvert ou fragmenté.

Les endroits endommagés de moins de 0,15 m² ne sont pas considérés comme affectant significativement la performance des gazons ouverts ou fermés en cas de surverse par paquets de mer. Un gazon fragmenté est considéré offrir peu de protection contre l'érosion.

Quatre zones de charge hydraulique sont identifiées (cf. figure 8.52) et les mécanismes de ruptures sont considérés pour les zones 2 et 4.



Note

Le SBW est le projet de recherche global du Rijkswaterstaat (Morris *et al.*, 2012a).

Au sein du projet, des essais destructifs ont été conduits en utilisant le simulateur de paquets de mer sur des digues réelles, afin de donner des conclusions préliminaires sur la résistance des talus intérieurs enherbés des digues aux paquets de mer.

Figure 8.52 Zones de charge hydrauliques (1 à 4) et mécanismes de rupture traités dans le programme de recherche SBW (Morris *et al.*, 2012a)

Le modèle de rupture suggéré pour l'érosion dans la zone d'impact de vague (2) compare le temps de charge d'impact de la vague t_i (en heures) avec le temps de résistance d'impact de la vague t_r (heures) pour différentes hauteurs de vagues comme présenté à la figure 8.53. Le gazon est suffisamment résistant si $t_r > t_i$. Le modèle autorise l'occurrence de dommages mineurs sur le gazon.

Les limitations du modèle concernant l'angle du talus sont 1H :2,5V (ou une pente inférieure) pour $H_s \geq 0.5$ mètre et 1V :1,5H (ou une pente inférieure) pour $H_s < 0.5$ mètre. Pour un angle de talus plus doux que 1V :4H, le temps de résistance t_r augmentera, cependant le modèle ne peut pas prévoir de combien sera cette augmentation.

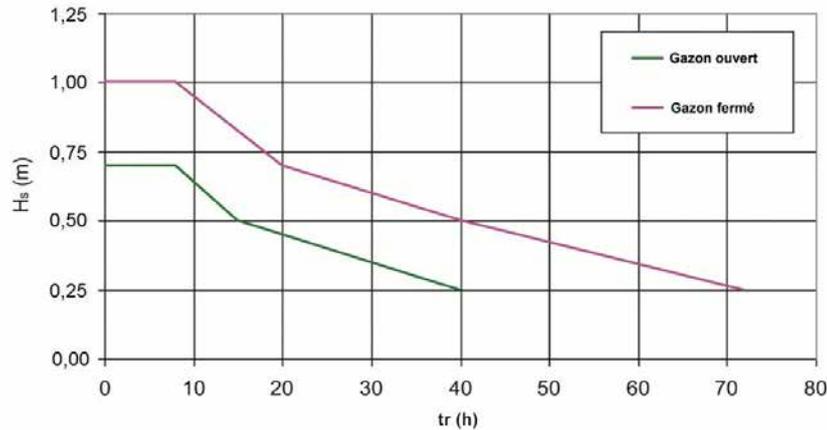


Figure 8.53 Temps de résistance à l'impact de la vague t_r (en heures) pour différentes hauteurs de vague H_s (m) et qualités de gazon (ouvert ou fermé) (Morris *et al.*, 2012a)

Dans le cadre du SBW (Morris *et al.*, 2012a), aucune recherche n'était orientée sur l'érosion dans la zone de déferlement (zone 3 sur la figure 8.52), cependant, si le gazon présent dans la zone d'impact de vague (zone 2 sur la figure 8.52) est suffisant, le gazon dans la zone de déferlement sera lui aussi suffisant. Les gradients de pression dans le gazon et le sous-sol, qui provoquent l'érosion, sont significativement plus grands dans la zone d'impact de vague que dans la zone de déferlement. La couverture végétale cédera dans la zone d'impact de vague avant de céder dans la zone de déferlement, si elle est d'égale qualité dans les deux zones.

La charge hydraulique pour l'érosion dans la couverture végétale dans la zone de franchissement des vagues (crête et talus côté terre de la digue, zone 4 sur la figure 8.52) correspond aux volumes de paquets de mer. Chacun des volumes de paquets de mer peut être caractérisé par la vitesse de courant moyennée sur la profondeur maximale et l'épaisseur maximale de la lame d'eau. Comme présenté à la figure 8.54, chaque volume de franchissement de vague résultera en une évolution de forme triangulaire de la vitesse d'écoulement de l'eau en fonction du temps.

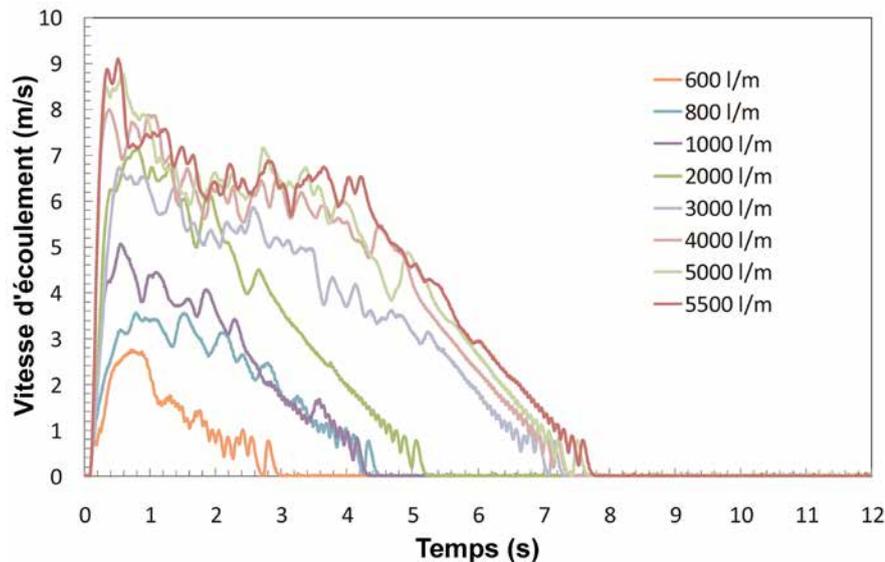


Figure 8.54 Vitesse (m/s) en fonction du temps (s) pour différents volumes de paquets de mer (600-5500 l/m) mesurés lors d'un essai de paquets de mer sur un talus de 1V :4,5H (Van der Meer *et al.*, 2010)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

La vitesse moyennée sur la profondeur maximale U (m/s), lors d'un événement de franchissement par paquets de mer de volume V (m³/m), peut être estimée par la formule empirique $U=5.V^{0.34}$ (van der Meer *et al.*, 2010). Par exemple, un volume de paquets de mer de 1 000 l/m donne une vitesse moyennée sur la profondeur maximale de 5 m/s et un volume de paquets de mer de 5 500 l/m donne 8,9 m/s. Des mesures sur un talus relativement fort (1V :2,3H) et long ont montré une augmentation de vitesse au fur et à mesure de la progression du volume sur le talus. Les mesures sur un talus relativement modéré (1V :5H) ont montré une diminution de la vitesse. Cependant, jusqu'à ce que les recherches plus poussées donnent une meilleure compréhension de l'évolution de la vitesse selon l'angle et la longueur du talus, l'estimation ci-dessus de la corrélation entre V et U est utilisée pour les talus de 1V :2,3H et plus faibles. Pour les talus plus forts, le modèle présenté dans les paragraphes suivants est conseillé. Les recherches pour déterminer la vitesse en fonction de l'angle et de la longueur du talus sont en cours.

Pour des talus plus raides, la distribution des volumes de franchissement par paquets de mer pendant une tempête peut être calculée en utilisant la formule dans Pullen *et al.* (2007). Les paramètres impliqués sont la durée de la tempête et la période de vague moyenne, qui détermine le nombre de vagues atteignant la digue. Le niveau d'eau, la géométrie et la rugosité du talus, la hauteur et la période des vagues déterminent le nombre de vagues atteignant la crête, la surverse et le débit moyen de franchissement q (l/s par m).

Dans la pratique d'ingénierie, la charge due au franchissement par paquets de mer n'est souvent décrite que comme le débit de franchissement moyen. Il est toutefois important d'inclure la hauteur d'eau comme une part de la charge d'érosion. N'utiliser que le débit de franchissement moyen dans la description du franchissement par paquets de mer est insuffisant.

Un gazon fragmenté n'offre aucune résistance sur laquelle compter. Si un quelconque franchissement par paquets de mer significatif est attendu (c'est-à-dire plus de 0,1 l/s par mètre), le gazon fragmenté n'est pas recommandé. Ainsi, si le risque de sapement peut être exclu, et si un gazon fermé est présent, le modèle de surcharge cumulatif est suggéré (van der Meer *et al.*, 2010) :

$$\sum_{n=1}^{N_{ov}} (U_n^2 - U_c^2) < C \quad (8.92)$$

Avec $U_n \geq U_c$, où :

N_{ov} = nombre de paquets de mer

U = vitesse de courant moyennée sur la profondeur maximale après un paquet de mer (m/s), lorsque $U > U_c$

U_c = vitesse de courant moyennée sur la profondeur maximale critique dépendante de la force de la couche supérieure (m/s)

C = valeur critique (m²/s²) où :

$C = 500$ (m²/s²) correspond à une situation où les dommages initiaux se produisent. Une large dispersion dans les valeurs de dommages initiaux est cependant observée.

$C = 1\,000$ (m²/s²) multiples endroits avec des dommages initiaux (sans rupture de la couche supérieure)

$C = 3\,500$ (m²/s²) rupture de la couche supérieure.

La surcharge cumulative dépend surtout de U_c , de la durée de la tempête et de la combinaison entre débit moyen de franchissement et hauteur de vague H_s . Les vitesses critiques ont été rétrocalculées d'après les essais de franchissement par paquets de mer. Elles s'étendaient sur une plage allant de $U_c = 4$ m/s (volume critique de 500 l/m) jusqu'à 6,3 m/s (volume critique de 2 000 l/m), en excluant les essais avec un gazon fragmenté. La surcharge cumulative peut être compressée dans les graphes de la figure 8.55. Le graphe donne (sur l'axe vertical) la surcharge cumulative pour une tempête d'une durée d'une heure (cf. figure 8.55).

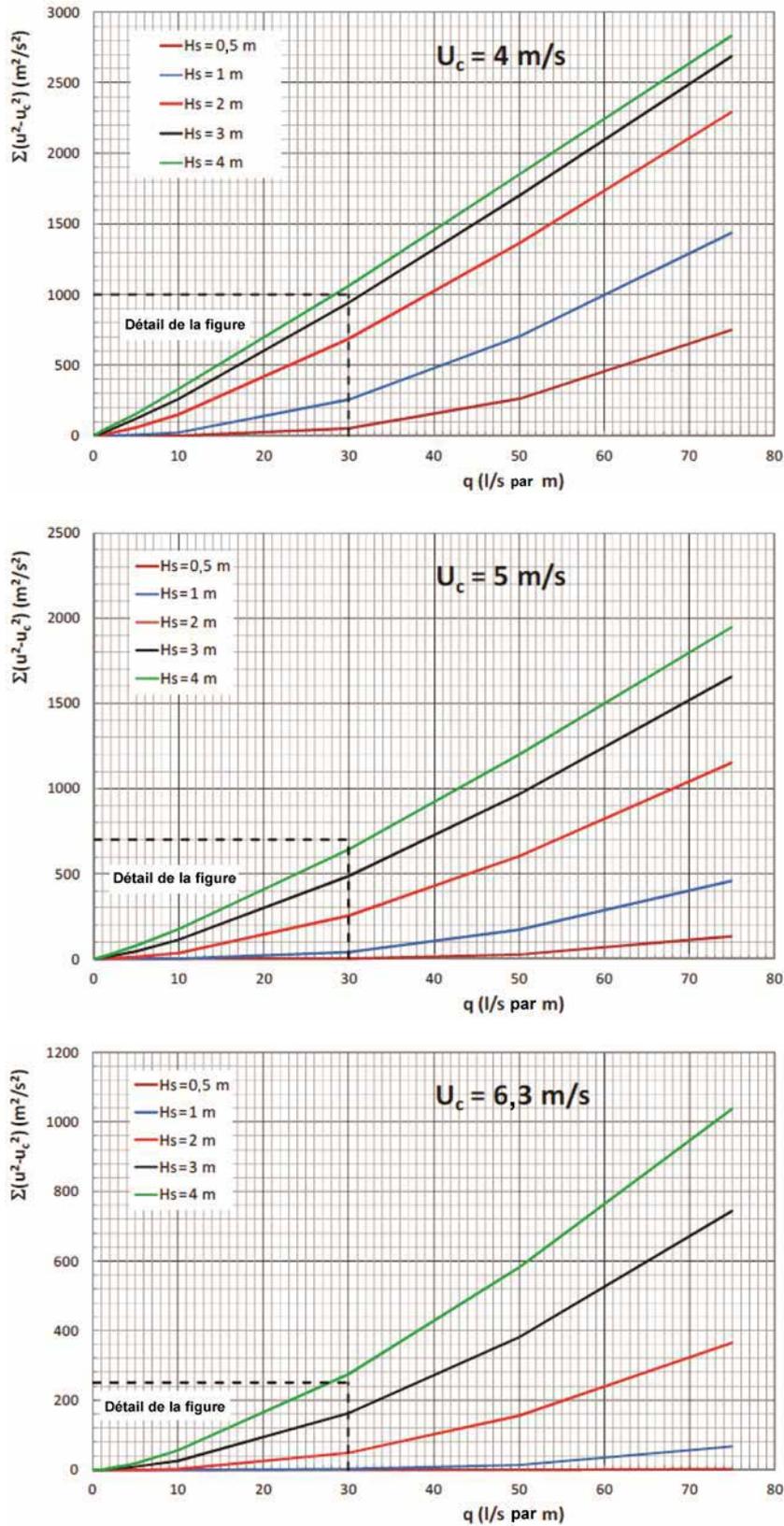


Figure 8.55 Surcharge cumulative (m^2/s^2) en fonction de U_c (m/s), H_s (m) et q (l/s par m) en condition de tempête d'une heure (Morris *et al.*, 2012a)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Les recherches dans le cadre du SBW (Morris *et al.*, 2012a) n'ont pas encore permis d'obtenir une relation fiable entre U_c et les paramètres de terrain. D'après les résultats d'essais, une valeur de $U_c = 4 \text{ m/s}$ et $C = 1\,000 \text{ m}^2/\text{s}^2$ est conseillée pour le gazon fermé, et en-dehors des cas trop éloignés de la gamme des essais de franchissement par paquets de mer, le plus important étant l'angle du talus de 1, 2, 3. Pour un gazon fermé, il est probable que la vitesse critique soit supérieure à 4 m/s, cependant les recherches en vue de prédire U_c sont toujours en cours.

Exemples

Considérons un franchissement par paquets de mer d'une durée de six heures, avec $H_s = 2 \text{ m}$. Il y a deux heures où $q = 10 \text{ l/s}$ par mètre (augmentation et diminution du niveau d'eau) et quatre heures où $q = 25 \text{ l/s}$ par mètre au niveau d'eau maximum. L'utilisation du graphe avec $U_c = 4 \text{ m/s}$ pour un gazon fermé montre une surcharge cumulative de $150 \text{ m}^2/\text{s}^2$ par heure pour 10 l/s par mètre et $H_s = 2 \text{ m}$, et $550 \text{ m}^2/\text{s}^2$ par heure pour 25 l/s par mètre et $H_s = 2 \text{ m}$. La surcharge cumulative pendant l'épisode de tempête sera de $2 \times 150 + 4 \times 550 = 2\,500 \text{ m}^2/\text{s}^2$. C'est supérieur à $1\,000 \text{ m}^2/\text{s}^2$, le critère suggéré n'est donc pas atteint.

Si, dans les mêmes conditions $U_c = 5 \text{ m/s}$, alors le graphe donne une surcharge cumulative de $25 \text{ m}^2/\text{s}^2$ par heure pour 10 l/s par mètre et $H_s = 2 \text{ m}$ et $200 \text{ m}^2/\text{s}^2$ par heure pour 25 l/s par mètre et $H_s = 2 \text{ m}$. La surcharge cumulative pendant l'épisode orageux sera de $2 \times 25 + 4 \times 200 = 950 \text{ m}^2/\text{s}^2$. C'est inférieur à $1\,000 \text{ m}^2/\text{s}^2$, le critère suggéré est donc atteint.

8.4.3 Résistance d'autres systèmes de protection face à l'érosion due aux courants

Un grand nombre de formules de stabilité pour les enrochements subissant l'action du courant ont été suggérés par divers auteurs, qui tendent à donner des résultats assez différents en termes de taille de blocs. CIRIA, CUR, Cerema (2007) présentent trois méthodes choisies dans la série de formules existantes dans la littérature. Les trois formules traitées dans CIRIA, CUR, Cerema (2007) ont été largement utilisées pour l'action du courant. Des résumés de ces méthodes suivent.

Pilarczyk (1995) a combiné diverses formules de dimensionnement pour présenter une relation unifiée entre la taille d'enrochement requise pour la stabilité et les paramètres hydrauliques et structurels. Des coefficients et des facteurs spéciaux ont été ajoutés aux formulations de Shields (1936) pour obtenir l'équation 8.93. Des recommandations sur les paramètres de l'équation sont présentées au tableau 8.14.

$$D = \frac{\phi_{sc}}{\Delta} \frac{0.035}{\psi_{cr}} k_h k_{sl}^{-1} k_t^2 \frac{U^2}{2g} \quad (8.93)$$

D = taille caractéristique de l'élément de protection (m), $D = D_{n50}$ pour l'enrochement

ϕ_{sc} = facteur de correction de stabilité (-)

Δ = densité de flottaison relative de l'élément de protection (-)

ψ_{cr} = paramètre de mobilité critique de l'élément de protection (-)

k_t = facteur de turbulence (-)

k_h = facteur de profil de vitesse (-)

k_{s1} = facteur de côté de pente (-)

U = vitesse de courant moyennée sur la profondeur (m/s)

Tableau 8.14 **Recommandations de dimensionnement pour les paramètres de la formule de dimensionnement de Pilarczyk**

Taille caractéristique, D	Enrochement et riprap :	$D = D_{n50} \approx 0.84 D_{50}$ (m)
	Gabions boîtes et gabions matelas :	$D =$ épaisseur de l'élément (m)
	À noter que la taille de l'enrochement est aussi déterminée par la nécessité d'avoir au moins deux couches d'enrochement à l'intérieur du gabion.	
Densité flottante relative, Δ	Enrochement et riprap :	$\Delta = \rho_r / \rho_w - 1$
	Gabions boîtes et gabions matelas :	$\Delta = (1 - n_v)(\rho_r / \rho_w - 1)$
	Où n_v = porosité de la couche Δ 0,4 (-), ρ_r = densité de masse apparente de la roche (kg/m ³) et ρ_w = densité massique de l'eau (kg/m ³)	
Paramètre de mobilité, ψ_{cr}	Enrochement et riprap :	$\psi_{cr} = 0,035$
	Gabions boîtes et gabions matelas :	$\psi_{cr} = 0,070$
	remplissage des rochers dans les gabions :	$\psi_{cr} < 0,100$
Facteur de stabilité, φ_{50}	Bords exposés des gabions/matelas de pierres :	$\varphi_{50} = 1,0$
	Bords exposés des ripraps et enrochements :	$\varphi_{50} = 1,5$
	Protection rocheuse continue :	$\varphi_{50} = 0,75$
	Blocs imbriqués et matelas de blocs câblés :	$\varphi_{50} = 0,5$
Facteur de turbulence, k_t	Niveau de turbulence normal :	$k_t^2 = 1,0$
	écoulement non-uniforme, turbulence augmentée dans les virages extérieurs :	$k_t^2 = 1,5$
	écoulement non uniforme, virages extérieurs serrés :	$k_t^2 = 2,0$
	écoulement non-uniforme, cas spéciaux :	$k_t^2 > 2,0$
Facteur de profil de vitesse, k_h	<i>Profil de vitesse logarithmique complètement développé :</i>	
	Où h est la profondeur d'eau (m) et k_s la hauteur de la rugosité (m), $k_s = 3D_n$ pour riprap et enrochements, pour l'écoulement rugueux peu profond ($h/D_n < 5$), $k_h \approx 1$ peut être appliqué	
	<i>Profil de vitesse non complètement développé :</i>	$Kh = (1+h/Dn)^{0.2}$
Facteur de côté de la pente, k_{st}	Le facteur de pente du talus est défini comme le produit de deux termes, l'un de pente transversale du talus k_d et l'autre de pente longitudinale, k_l :	
	$k_{st} = k_{dl}$	
	Où $k_d = (1 - \sin^2\alpha / \sin^2\varphi)^{0.5}$ et $k_l = \sin(\varphi - \beta)$, α est l'angle de côté de la pente (°), φ est l'angle de talus de l'enrochement (°) et β est l'angle de pente dans la direction longitudinale (°)	

Escarameia et May (1992) proposent une équation qui est une forme de l'équation d'Izbash. La formulation d'Escarameia et May (cf. équation 8.94) tient compte des effets de turbulence et peut être particulièrement utile dans les situations où les niveaux de turbulence sont plus élevés que la normale (à proximité des structures de modifications de fleuve, aux piles de pont, en aval des structures hydrauliques telles que les ponts, les seuils, les déversoirs et les buses). Les recommandations pour les paramètres de l'équation 8.94 sont présentées aux tableaux 8.15 et 8.16.

$$D_{n50} = c_T \frac{u_b^2}{2g\Delta} \quad (8.94)$$

où c_T est le coefficient de turbulence (-) et u_b la vitesse à proximité du lit, définie à 10 % de la profondeur d'eau au-dessus du lit (m/s).

Tableau 8.15 **Recommandations pour les paramètres de la formule de Escarameia et May**

Diamètre nominal médian, D_{n50}	Enrochements : Gabions matelas : Noter que les équations ont été développées à partir de résultats d'essais sur des gabions matelas d'une épaisseur de 300 mm	$D_{n50} = (M_{50}/\rho_r)^{1/3}$ (m) D_{n50} = taille des pierres dans le gabion
Coefficient de turbulence, c_r	Enrochements : (valide pour $r \geq 0.05$) : Gabions matelas : (valide pour $r \geq 0.15$) : où r = intensité de la turbulence définie à 10 % de la profondeur d'eau au-dessus du lit (-), $r = u'_{rms}/u$	$c_r = 12,3 r - 0,2$ $c_r = 12,3 r - 1,65$
Vitesse à proximité du lit, u_b	Si les données ne sont pas disponibles, une estimation peut être faite en se basant sur la vitesse moyennée sur la profondeur, U (m/s), à savoir :	$U_b = 0,74$ à $0,90 U$

Tableau 8.16 **Niveaux de turbulence types utilisés avec la formule de Escarameia et May**

Situation	Niveau de turbulence	
	Qualitatif	Intensité de turbulence r
Rivière rectiligne ou cours d'eau	Normal (bas)	0,12
Bords des revêtements dans les cours d'eau rectilignes	Normal (bas)	0,20
Piles de ponts, caissons et digues, et transitions	Moyen à élevé	0,35-0,50
Aval de structures hydrauliques	Très élevé	0,60

Maynard (1993) a développé la procédure de conception USACE basée sur l'hypothèse que la stabilité pour les ripraps et les enrochements ne devrait pas être basée sur le seuil du critère de la mise en mouvement. À la place, Maynard a basé sa formule sur le fait de ne pas autoriser l'exposition du matériau sous-jacent. De ce fait l'épaisseur de la couche est prise en compte. L'équation 8.95 donne la relation entre la taille de tamis caractéristique D_{50} (m), nécessaire pour assurer la stabilité soumise aux paramètres hydrauliques et structuraux imposés. Les recommandations pour les paramètres de l'équation 8.95 sont données au tableau 8.17.

$$D_{50} = f_g^{0.32} S_f C_{st} C_v C_T h \left(\frac{1}{\sqrt{\Delta}} \frac{V}{\sqrt{g h k_{sl}}} \right)^{2.5} \quad (8.95)$$

où :

- f_g = progression (facteur = D_{85}/D_{15} (-))
- S_f = facteur de sécurité (-)
- C_{st} = coefficient de stabilité (-)
- C_v = coefficient de distribution de la vitesse (-)
- C_T = coefficient d'épaisseur de la couverture (-)
- h = profondeur d'eau locale (m)
- Δ = densité relative de flottaison de l'enrochement (-)
- V = vitesse de courant moyennée sur la profondeur (m/s)
- k_{sl} = facteur de côté de la pente (-)

Le coefficient d'épaisseur de la couverture de Maynard, C_r , tient compte de l'augmentation de stabilité résultante lorsque les enrochements sont placés sur une couche plus épaisse que l'épaisseur minimale ($1D_{100}$ or $1.5D_{50}$) pour laquelle $C_r = 1,0$.

Tableau 8.17 **Recommandations pour les paramètres dans Maynard (1993)**

Facteur de sécurité, S_f	Valeur minimale	$S_f = 1,1$
Coefficient de stabilité, C_{st}	Enrochements anguleux :	$C_{st} = 0,3$
	Enrochements arrondis :	$C_{st} = 0,375$
Coefficient de distribution de la vitesse, C_v	Chenaux rectilignes, intrados :	$C_v = 1,0$
	Extrados :	$C_v = 1,283 - 0,2 \log(r_b/B)$
	Où r_c = rayon central(centre radius) de la courbure (m) et B = largeur de la surface d'eau à l'amont de la courbure (m) Aval de structures en béton ou à l'extrémité de digues	$C_v = 1,25$
Coefficient d'épaisseur de la couverture, C_r	Dimensionnement standard : Sinon se reporter à Maynard (1993)	$C_r = 1,0$
Facteur de pente latérale du talus, k_{sl}	$k_{sl} = -0.67 + 1.49\cot\alpha + 0.045\cot\alpha$	

Remarque

Les méthodes présentées dans cette section le sont à titre indicatif. D'autres méthodes de conception peuvent être trouvées dans CIRIA, CUR, Cerema (2007). Au regard des différences de résultats, il est conseillé dans la plupart des cas d'essayer plus d'une formule pour l'estimation de la taille des enrochements requise et de trancher en se servant du jugement de l'ingénieur.

Ces méthodes peuvent être utilisées pour calculer la taille de bloc nominale en se basant sur les données hydrauliques du site, notamment la vitesse. Il est recommandé que ces trois méthodes au moins soient utilisées lors du choix de la taille des matériaux à utiliser. Afin de parvenir à une protection en enrochements adéquate, les espaces vides au sein de l'épaisseur de la couche ne doivent pas être excessifs et il devrait y avoir un bon emboîtement entre les blocs d'enrochements individuels.

Cela nécessite que des blocs de taille variée soient inclus dans la disposition finale. Afin d'y parvenir, il faut, une fois que la taille nominale des enrochements est déterminée, spécifier la gradation complète de la couche d'enrochements. Généralement, cela implique de définir des tailles de D_{15} , D_{85} et/ou D_{100} . L'approche pour définir la gradation requise change selon les pays. En Europe, l'approche proposée dans BS EN13383-1 : 2002 devrait être suivie. Des détails supplémentaires peuvent être trouvés dans CIRIA, CUR, Cerema (2007).

Ces méthodes peuvent aussi être utilisées pour dimensionner des blocs de protection en béton. Lorsque les blocs ont des structures emboîtées ou des ancrages externes, suivre les recommandations du fabricant permet de définir la taille appropriée. Les recommandations actuelles pour la conception des unités de blocs de béton sur les digues en remblai sont de déterminer la taille en se basant sur des unités individuelles, sans le bénéfice de l'ancrage.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

8.4.4 Résistance d'autres systèmes de protection à l'érosion des vagues

La principale fonction d'un système de protection est de dissiper l'énergie des vagues et de protéger les matériaux les plus fins du noyau. La protection doit rester stable sous l'action des vagues et dissiper l'énergie au-dessus et dans les vides de la protection ainsi que sous la ou les couche(s), limitant ainsi le déferlement, le déversement par paquets de mer et la réflexion des vagues. En cas de forte action des vagues, les structures de protection peuvent subir des dommages ou rompre de multiples façons. Les principaux modes de rupture pour lesquels des relations fonctionnelles ont été établies peuvent être définis comme suit :

1. **Mouvement de la protection sur la face avant** : considéré comme incluant le balancement, le déplacement et la casse des unités de protection ;
2. **Mouvement de la protection sur la face arrière** : provoqué par le déversement par paquets de mer ;
3. **Mouvement du mur de couronnement** : principalement le glissement vers l'arrière ou le baculement sous la force des vagues, horizontale ou vers le haut ;
4. **Érosion en pied** : érosion localisée du matériau de fondation au pied du brises-lames.

Seul le mécanisme (1) est discuté ici, car les autres le sont en détail dans CIRIA, CUR, Cerema (2007). A remarquer par ailleurs que l'avis d'un spécialiste de l'ingénierie côtière doit être sollicité. La face avant de la protection doit limiter le déferlement et le déversement par paquets de mer, et restreindre les réflexions depuis la structure. Ces deux actions sont assistées en cassant les vagues sur la face inclinée de la structure et en dissipant l'énergie des vagues dans le courant sur ou dans les couches de protection perméables et rugueuses. L'angle du talus côté mer et la revanche en crête ont généralement le plus d'influence sur les performances hydrauliques. La porosité de la protection et la perméabilité sont particulièrement importantes dans la détermination du potentiel de dissipation d'énergie des vagues, les deux influençant la stabilité de la protection.

Les principaux paramètres utilisés pour décrire l'attaque des vagues et pour calculer la plupart des réponses hydrauliques peuvent être résumés ainsi :

hauteur significative des vagues (en proche côtier ou au large) :	H_s, H_{sp}, H_{50} ;
périodes moyennes ou maximales des vagues :	T_m, T_p ;
longueur d'onde moyenne ou principale des vagues au large :	$L_m = gT_m^2/2\pi, L_p = gT_p^2/2\pi$;
cambrure moyenne ou maximale des vagues :	$s_m = H_s/L_m, s_p = H_s/L_p$;

Les principaux paramètres décrivant la géométrie de la structure sont résumés dans CIRIA, CUR, Cerema (2007). Certains termes fréquemment utilisés sont listés ici :

dimension nominale des blocs :	$D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$, généralement D_{n50} ;
masse unitaire :	M , (par exemple M_{50}) ;
densité du matériau :	ρ_p ou ρ_c (généralement en kg/m^3) ;
profondeur d'eau :	h , ou h_s sur la structure ;
protection de crête ou structure de revanche :	A_c, R_c ;
pente avant des protections :	α ou α_r

8.4.4.1 Formule de dimensionnement des protections en enrochements

Les approches simples de dimensionnement des protections en enrochements sur de telles structures sont souvent concentrées sur l'extraction d'unités de protection individuelles, généralement appelée « dommage ». La taille des protections requise était déduite de formules utilisant une hauteur de vague régulière et une valeur de coefficient de stabilité déduite de la « limite sans dommages » des modélisations (souvent des extractions de zéro à 5 %). L'influence de nombreux autres paramètres était ignorée. La plupart des méthodes de conception pour les protections en enrochements ou en béton calculent la masse unitaire médiane, M_{50} , ou le diamètre moyen nominal des blocs, D_{n50} , défini comme :

$$D_{n50} = (M_{50}/\rho_r)^{1/3}.$$

Les deux méthodes les plus communément utilisées sont :

1. La formule d'Hudson, telle qu'utilisée dans USACE (2006a) ;
2. Les équations de Van der Meer, telles qu'utilisées dans CIRIA, CUR, Cerema (2007).

Dans chaque cas, la méthode de dimensionnement est utilisée pour déterminer la valeur limitante de la taille de la protection pour des conditions de vagues et une géométrie de structure données.

Formule d'Hudson

Hudson a développé une expression simple pour le poids minimal requis de la protection pour résister à une hauteur de vague (régulière), H , qui peut être réécrite :

$$M_{50} = \rho_r H^3 / K_D \cot \alpha \Delta \quad (8.96)$$

où

- ρ_r, ρ_w = densité de la protection/de l'eau (kg/m³)
 Δ = densité de flottaison de la roche = $(\rho_r / \rho_w) - 1$
 α = angle du talus côté eau de la structure
 K_D = coefficient de stabilité afin de tenir compte des autres variables.

Pour les granulométries étendues de protection en enrochements, ou les ripraps, les valeurs d'un coefficient K_{RR} sont substituées pour K_D . Les valeurs de K_D étaient initialement dérivées d'essais de modélisation utilisant des vagues régulières avec des profils non sujets au déversement par paquets de mer. Une gamme de hauteurs et de périodes de vague ont été étudiées. Dans chaque cas, la valeur de K_D correspondait à la configuration de vagues donnant la pire condition de stabilité. Un certain réarrangement de la protection était attendu et les valeurs de K_D suggérées pour le dimensionnement correspondent à une condition « sans dommages » pour laquelle jusqu'à 5 % des unités de protection peuvent être déplacées.

L'équation d'Hudson a de nombreuses limitations, telles que :

- les effets d'échelle potentiels provenant des essais utilisés pour générer les données ;
- l'utilisation uniquement de vagues régulières ;
- aucun compte n'est tenu de la période de vague ou de la durée de la tempête ;
- la définition insuffisante du niveau de dommages ;
- l'utilisation uniquement de structures avec un noyau perméable et non-submergé.

Cependant, avant de se tourner vers d'autres méthodes, il est pratique d'envisager un autre point de vue sur l'équation 8.96. L'utilisation de $(K_D \cot \alpha)$ n'est pas toujours la meilleure manière de décrire l'effet de l'angle du talus et il est souvent commode de substituer, à la place de $(K_D \cot \alpha)$ un nombre unique de stabilité et de travailler en termes de diamètre unitaire nominal de protection $D_{n50} = (M_{50} / \rho_r)^{1/3}$. L'équation d'Hudson peut être réarrangée en termes du nombre de stabilité N_s :

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (8.97)$$

La formule d'Hudson ne donne pas en elle-même d'information sur le niveau de dommages. Cependant, l'information est disponible dans USACE (2006a) qui permet la dérivation d'une équation similaire reliant un paramètre de dommages, $N_{d\%}$, à la hauteur de vague relative. En prenant $S_d = 0.8 N_{d\%}$, une formule basée sur l'équation 8.97 peut être écrite :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = a (K_D \cot \alpha)^{1/3} S_d^b \quad (8.98)$$

Où pour les protections en enrochements = 0,67, b = 0,16, pour les Tetrapodes ou cubes = 0,69, b = 0,14 et S_d , coefficient de dommage de dimensionnement = A_e / D_{n50}^2 (cf. ci-dessous pour les définitions et valeurs critiques).

Formules de Van de Meer

Van der Meer (1998) a établi des formules pour inclure les effets sur la taille de la protection :

- des vagues aléatoires ;
- d'une large gamme de perméabilités du noyau/de la couche sous-jacente ;
- d'un niveau de dommages donné ;
- et pour distinguer entre les conditions de vague plongeantes et montantes.

Pour les vagues plongeantes :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \frac{1}{\sqrt{\xi_m}} \quad (8.99)$$

Pour les vagues montantes :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad (8.100)$$

Où les paramètres non définis précédemment sont :

P = facteur de perméabilité notionnel (cf. figure 8.56a)

S_d = coefficient de dommage du dimensionnement = A_e/D_{n50} , (cf. tableau 8.18)

A_e = zone d'érosion du profil

N_z = nombre de vagues non traversantes

ξ_m = nombre d'Iribarren = $\tan \alpha / s_m^{1/2}$

s_m = cambrure des vagues pour la période moyenne = $2\pi H_f / g T_m^2$

T_m = période moyenne des vagues

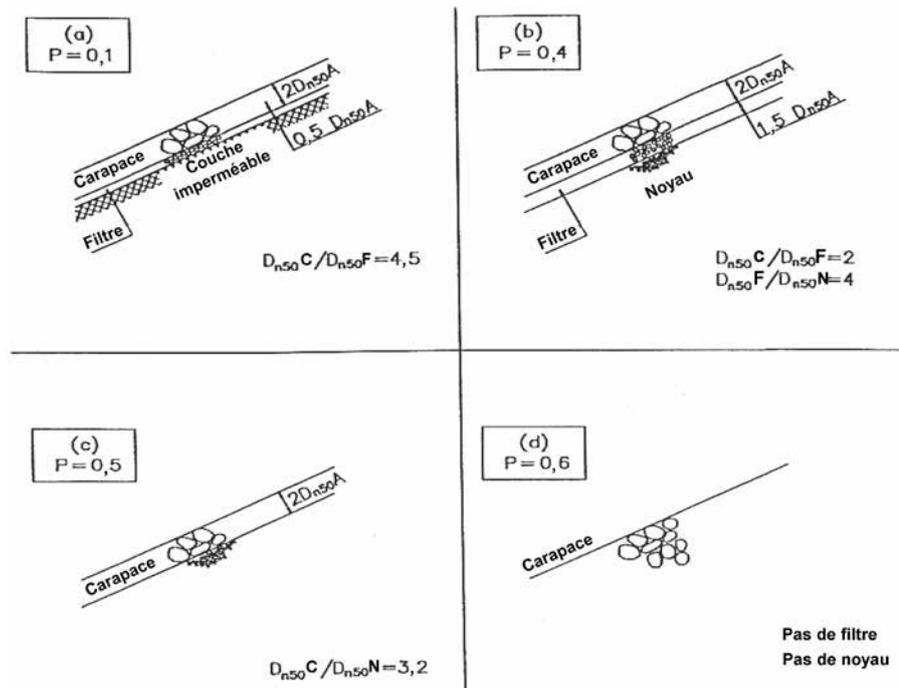


Figure 8.56 Facteurs de perméabilité utilisés dans les formules de stabilité de van der Meer pour les protections en enrochements

La transition entre plongeante et montante est calculée en utilisant une valeur critique de $\xi_m = \xi_{mcr}$:

$$\xi_{mcr} = [6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha}]^{1/(P+0.5)} \quad (8.101)$$

Les valeurs recommandées du coefficient de dommage de dimensionnement S_d (qui équivaut au nombre de pierres de taille D_{n50} extraites d'une bande de la structure large de D_{n50}) sont données au tableau 8.18, pour les dommages initiaux, les dommages intermédiaires et la rupture. On suppose qu'il y a rupture quand la couche filtre est exposée.

Une variété de configurations noyau/sous-couche ont été utilisées dans le programme de tests, chacune avec une épaisseur de couche d'enrochements $t_a = 2.2D_{n50}$. Une valeur de facteur de perméabilité P a été affectée à chacune. Dans la plupart des cas, pour la conception des digues, la valeur conservatrice de $P = 0,1$ devrait être supposée, comparable à la valeur donnée par van der Meer (1988) pour les enrochements sur une sous-couche au-dessus d'une digue imperméable. D'autres valeurs pour P sont données par van der Meer (1988) pour les cas plus perméables, mais elles ne devraient être utilisées qu'après avoir consulté les recommandations détaillées disponibles, par exemple CIRIA, CUR, Cerema (2007).

Tableau 8.18 Niveaux de dommage S_d proposés pour les systèmes de protection en enrochements

Pente	Dommages, S_d		
	Initiaux	Intermédiaires	Rupture
1:1,5	2	-	8
1:2	2	5	8
1:3	2	8	12
1:4-6	3	8	17

8.4.4.2 Formules de dimensionnement pour d'autres systèmes de revêtement, dalles et blocs

Les formes alternatives de protections pour les talus de pente plus faible que 1:2 utilisent des dalles et blocs de béton, des pierres jointoyées par du bitume ou du béton, ou des matériaux asphaltiques. La stabilité de ce type de protection nécessite que la pression nette vers le haut agissant au travers du béton soit compensée par le poids net. Des formules de stabilité simples ont été proposées pour l'analyse préliminaire ou le dimensionnement des blocs ou pierres jointoyées sur les revêtements de talus. La formule peut être utilisée pour déterminer l'épaisseur des blocs, t_a :

$$\frac{H_s}{\Delta t_a} = \frac{S_b}{\xi_{op}^{0.67}} \quad (8.102)$$

Où :

$$\zeta_{op} = \tan \alpha / s_{op}^{1/2}$$

$$s_{op} = H/L_{op}$$

Des fourchettes de valeurs du paramètre de stabilité S_b pour différents types de blocs et matériaux de sous-couche sont données au tableau 8.19.

Tableau 8.19 Valeurs du paramètre de stabilité de bloc S_b pour différents blocs et matériaux de sous-couche

Type de bloc	Sous-couche	$S_{b,min}$	$S_{b,max}$
libre	Granulaire	2,6	5,6
libre	Géotextile + sable	3,7	8,0
libre	Argile	5,1	11,0
lié	Granulaire	3,7	8,0
lié	Géotextile + sable	5,1	11,0

Utiliser la valeur de S_b la plus forte donne l'épaisseur de dalles au-delà de laquelle la structure sera instable.

Utiliser la valeur de S_b la plus faible donnera l'épaisseur de dalles qui sera stable dans les conditions données de dimensionnement. En pratique, étant donné que peu de recommandations existent sur les performances des structures entre ces deux limites, le concepteur utilisera probablement la valeur la plus sécuritaire des deux.

Yarde *et al.* (1996) ont accordé une attention particulière au cas des barrages-réservoirs et aux conditions de vagues générées sur des longueurs de fetch limitées telles que sur des plans d'eau à l'intérieur des terres, où les périodes des vagues sont courtes et leur cambrure forte. Ils ont étendu la méthode générale de Klein Breteler et Bezuijen (1991) pour des périodes de vagues courtes et des dalles plus larges, et ont proposé l'équation modifiée suivante :

$$\frac{H_s}{\Delta t_a} = \frac{S_c}{\xi_{op}} \tag{8.103}$$

Yarde *et al.* (1996) ont quantifié le coefficient de stabilité S_c en fonction des dimensions et des perméabilités de la couche de couverture et de la sous-couche :

$$S_c = 3.3 \ln \left[\frac{\sqrt{A_s}}{t_f} \left(\frac{w}{D_{f15}} \right)^{0.1} \right] + 4.0 \tag{8.104}$$

Où :

A_s = surface de la dalle (m²)

t_f = épaisseur de la couche filtre (m)

w = espace entre les dalles qui représente la perméabilité de l'aire de drainage ou de la couche de couverture (m)

D_{f15} = Diamètre de non-passant de 15 % du matériau de la couche filtre, obtenu à partir de la courbe granulométrique (m) et considéré comme indiquant la perméabilité relative de la couche filtre.

Une comparaison entre les résultats des formules de dimensionnement alternatives est donnée à la figure 8.57.

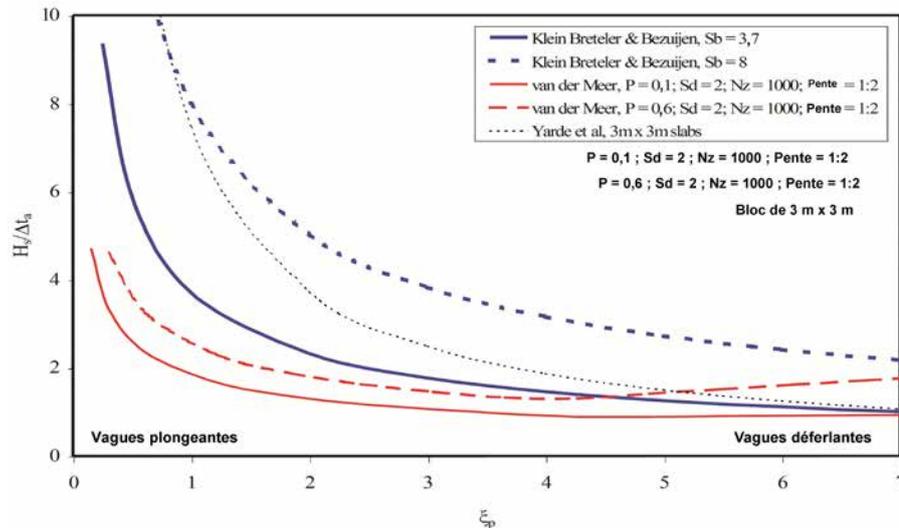


Figure 8.57 Comparaisons entre les prédictions d'épaisseur de revêtement stable pour les enrochements, les blocs et les dalles (d'après McConnell et Allsop, 1999)

8.4.5 Résistance de la protection en enrochements à la glace

Brown et Clyde (1989) ont mis en évidence que la glace (cf. section 7.3.13) peut affecter les systèmes de protection de surface de plusieurs manières :

- la glace qui se déplace en surface peut provoquer des forces d'écrasement et de flexion et de fortes charges d'impact ;
- l'écoulement tangentielle de la glace le long d'une digue protégée peut générer d'importantes forces de cisaillement latéral ;
- la fonte d'embâcles de glace en amont peut mener à une libération rapide d'eau et de blocs de glace, qui entraîne une montée du niveau de l'eau et un déversement d'eau et de glace.

Les forces liées à la glace doivent être évaluées au cas par cas en utilisant l'expérience passée et les pratiques locales.

Dans la plupart des cas, les circulations de glace n'auront pas une importance suffisante pour justifier une analyse détaillée. Par exemple, les observations historiques de circulation de glace dans les fleuves de Nouvelle-Angleterre (États-Unis) indiquent que des ripraps dimensionnés pour résister à des événements d'écoulement fluvial résisteront aussi aux forces liées à la glace (Brown et Clyde, 1989 et Colorado Department of Transportation, 2004).

Là où les circulations de glace ont historiquement causé des problèmes, le diamètre des enrochements calculé par les procédures telles que celles présentées à la section 8.4.4 devrait être multiplié par un facteur de stabilité additionnel, basé sur l'expérience locale. Le tableau 8.20 donne une estimation initiale pour l'ordre de grandeur de ce facteur de stabilité établi par Brown et Clyde (1989).

Tableau 8.20 Indications sur la sélection des facteurs de stabilité pour le dimensionnement des ripraps (Brown et Clyde, 1989)

Conditions	Gamme du facteur de stabilité*
Écoulement uniforme, rectiligne ou peu courbé (rayon de courbure/largeur du lit > 30), impact de l'action des vagues et des débris flottants minimal, peu ou pas d'incertitude sur les paramètres de dimensionnement	1,0-1,2
Écoulement variant graduellement, courbure modérée (30 > rayon de courbure/largeur du lit > 10), impact des vagues ou des débris flottants modéré	1,3-1,6

Conditions	Gamme du facteur de stabilité*
Conditions proches de l'écoulement variant rapidement, forte courbure ($10 >$ rayon de courbure/largeur du lit). <i>Impact potentiel des débris flottants et/ou de la glace significatif</i> , vagues provoquées par le vent et/ou les bateaux significatives (0,30 à 0,61 m), forte turbulence de l'écoulement, mélange d'écoulements turbulents en butée de pont, incertitude significative sur les paramètres de dimensionnement	1,6-2,0

Note

* Le facteur de stabilité est le nombre par lequel le diamètre d'encrochement retenu pour le dimensionnement hydraulique devrait être multiplié pour tenir compte des effets de la glace

Vaughan *et al.* (2002) ont réalisé des études indépendantes et des calculs pour examiner l'adéquation des recommandations de Brown et Clyde (1989) selon cinq scénarios liés à la glace relativement graves :

1. le rafting de glace de fond et la réduction de gravité spécifique aux ripraps ;
2. les dommages d'impact de blocs de glace ;
3. la poussée de blocs de glace sur la rive ;
4. les embâcles de glace augmentant la vitesse ;
5. l'augmentation de la force de traction effective longitudinale imposée par la couverture de glace du courant.

Ils en concluent que, pour les scénarios étudiés, les facteurs de stabilité les plus hauts du tableau 8.20 (c'est-à-dire allant de 1,6 à 2,0) sont encore valables.

Note

L'étude des formules de stabilité des sections 8.4.3 et 8.4.4 montre que, comme alternative à l'augmentation de la taille des encrochements, des talus de digue plus plats peuvent être adoptés pour obtenir la même augmentation du facteur de stabilité. Ceci est visible dans les pratiques décrites à l'encadré 8.13.

Encadré 8.13

Pratiques des États-Unis pour les talus de digue sujets à l'action de la glace

Les pratiques générales dans le *midwest* sont de prendre des talus de 1H:4H ou plus plats. Si l'utilisation de talus 1V :4H n'est pas envisageable, la taille des encrochements est augmentée.

L'extension des protections de riprap jusqu'à 10 % du profil de surface de l'eau gelée de l'événement doit aussi être considérée (une pratique adoptée par le corps des ingénieurs du district d'Omaha). Si nécessaire, une modélisation numérique peut être utilisée pour estimer le profil de surface de l'eau gelée de l'événement.

Lorsqu'on considère les méthodologies de conception existantes pour des ouvrages en blocs, il apparaît qu'elles sont principalement basées sur des blocs libres ou emboîtés de faible perméabilité. De nombreux systèmes brevetés de blocs cellulaires existants ont des perméabilités bien plus fortes. L'étude des données d'essais de modèles de Lindenberg (1983) suggère que la méthode de Klein, Breteler et Bezuijen (1991) pourrait être appliquée en choisissant avec soin le coefficient de stabilité S_b .

Souvent, les ouvrages de blocs en béton peuvent être liés par des câbles en nylon ou en acier utilisés pour créer des tapis de blocs qui facilitent le placement des blocs. Même s'il est généralement admis que les câbles ne devraient pas être considérés comme fournissant à la structure une force additionnelle suffisante pour permettre d'utiliser des blocs plus fins, ils peuvent aider à fournir une force de rétention au cas où survienne une rupture du revêtement par glissement.

Les études par modélisation de Lindenberg (1983) et l'expérience pratique suggèrent que le blindage par gravier des ouvrages en blocs contribue à fournir une augmentation de la stabilité des blocs de béton. Cependant, cette amélioration ne fonctionne que si les blocs de béton et le matériau de blindage sont suffisamment robustes/durables pour résister à l'écrasement tout au long de la durée de vie du revêtement. Il existe de nombreux débats pour savoir si l'on peut compter sur cette augmentation de stabilité et McConnell (1998) recommande de l'ignorer lors du calcul de stabilité ultime.

8.4.5.1 Formules de dimensionnement pour les revêtements asphaltiques

La plupart des digues côtières sont protégées de l'érosion de leur noyau par un revêtement en asphalte, généralement d'une épaisseur comprise entre 15 et 30 centimètres. L'épaisseur est plus forte dans la partie la plus basse du revêtement afin d'éviter le soulèvement lorsque le niveau de la mer diminue. La discussion dans cette section est une introduction, qui se concentre surtout sur les revêtements asphaltiques imperméables. Pour de tels revêtements, trois mécanismes de rupture sont normalement envisagés et ainsi détaillés :

Soulèvement

La rupture d'une couche de revêtement en asphalte par des forces de soulèvement peut être décrite par une solution analytique simplifiée, dans laquelle la différence maximale de niveau d'eau est reliée à l'épaisseur de revêtement. Cette solution peut être appliquée à un revêtement en asphalte imperméable sur un lit sableux avec une construction en pied ouverte (cf. figure 8.58).

La charge motrice est exprimée en termes de différence de charge H_{max} .

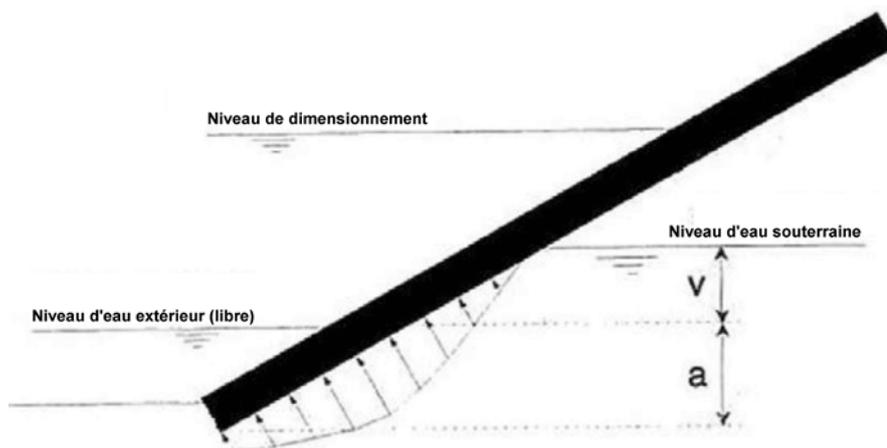


Figure 8.58 Croquis du soulèvement pour le revêtement asphaltique (d'après FLOODsite, 2007)

L'épaisseur de la couche h peut être déduite de l'équation d'équilibre pour le soulèvement :

$$h = H_{max} \Delta / \cos \alpha \quad (8.105)$$

Où

Δ = densité de flottaison relative de l'asphalte = $(\gamma_\rho - \gamma_w)/\gamma_w$, où γ_ρ pour l'asphalte = 23 kN/m³

h = épaisseur de la couche d'asphalte (m)

α = angle du talus (°)

Deux situations doivent être considérées :

1. Là où le niveau d'eau extérieur auquel la pression de soulèvement est maximale est plus haut que le niveau d'eau moyen extérieur, l'équation 8.106 devrait être utilisée (Van Herpen, 1998) :

$$H_{max} = \frac{v}{\pi} \arccos \left(2 \left[\frac{v + h \cos \alpha}{a + v} \right]^{\pi/\theta} - 1 \right) \quad (8.106)$$

avec $\theta = \arctan(n) + \pi/2$, et a et v tels que présentés sur la figure 8.58.

Pour un niveau de nappe donné et un niveau d'eau extérieur variable, l'équation 8.106 peut être maximisée à $v/(a+v)$. Pour les talus entre 1:1 et 1:8 cela donne $v/(a+v) = 0,53$. Ceci peut être inséré dans l'équation 8.106 afin d'obtenir une équation pour $H_{max\ critique}$ dépendant de h et α au niveau d'eau extérieur critique. Cette équation pour $H_{max\ critique}$ peut être insérée dans l'équation 8.105. L'équation résultante peut être résolue numériquement pour trouver $h/(a+v)$ et là où le niveau de nappe $(a+v)$ est connu, le calcul donne une valeur de l'épaisseur h de la couche.

Dans le cas d'un angle de talus de 1:4, les résultats numériques ont été ajustés grâce à la fonction Q_n , qui donne la formule ci-dessous pour l'épaisseur h de la couche :

$$h = 0.21 Q_n (a + v) / \Delta \tag{8.107}$$

où :

$$Q_n = 0,96 / (\cos \alpha)^{1,4}$$

2. Lorsque le niveau d'eau extérieur critique auquel la pression de soulèvement maximale se produit est plus bas que le niveau moyen d'eau extérieur, $a/(a+v)$ est défini en se référant au niveau d'eau extérieure moyen. Cela signifie qu'un facteur de correction R_w est nécessaire à l'équation 8.107. R_w varie selon $v/(a+v)$, comme le montre la figure 8.59.

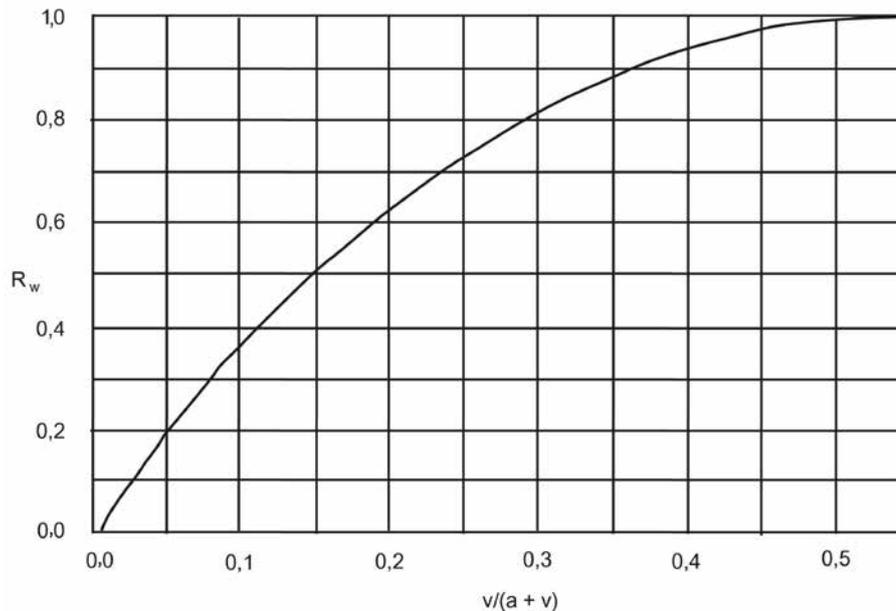


Figure 8.59 **Facteur de réduction R_w selon h lorsque le niveau d'eau extérieur auquel la pression de soulèvement maximale se produit est plus bas que le niveau d'eau extérieur moyen**
(Morris *et al.*, 2012a)

Résistance contre la charge due aux vagues

Les revêtements asphaltiques peuvent résister à des vagues répétées de hauteurs significatives allant jusqu'à 4,5 mètres. Cependant, la couche d'asphalte peut rompre en raison de la fatigue due aux charges répétées en condition de tempête. En effet, dans le cas de charges dues aux vagues très fortes, l'asphalte peut rompre après seulement quelques grandes vagues. Ainsi, dans le cas d'assauts importants des vagues, des calculs doivent être effectués pour s'assurer que la résistance à la fatigue de l'asphalte est suffisante pour faire face aux forces d'impact de l'action des vagues. Ces forces provoquent la torsion de l'asphalte en raison de l'appui limité des matériaux sous-jacents. Les calculs de fatigue adéquats peuvent être facilités (de Loeff *et al.*, 2006) par des logiciels adaptés tels que « Golfklap » (attaque de vagues en français).

Glissement

Le glissement est évité lorsque :

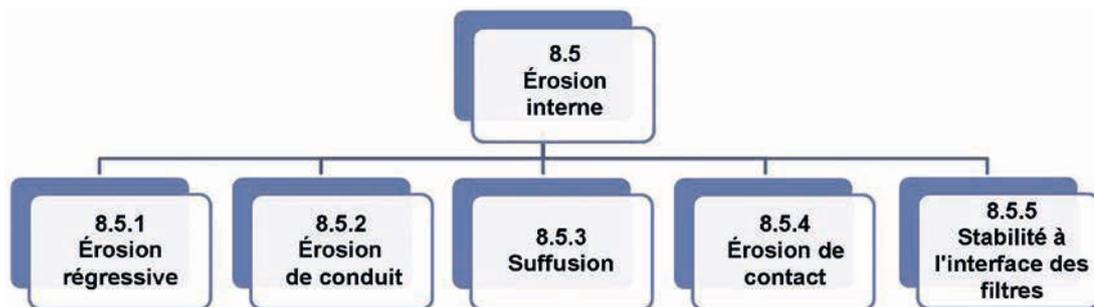
$$H_{max} \leq h \cos \alpha \left[\frac{\gamma_w}{\gamma_r} \left(1 - \frac{\tan \alpha}{f} \right) - 1 \right] \quad (8.108)$$

où :

h = épaisseur de revêtement (m)

f = coefficient pour la friction (-), pour $\theta < \varphi$: $f = \tan \theta$, pour $\theta \geq \varphi$: $f = \tan \varphi$

8.5 ÉROSION INTERNE



L'érosion interne est liée à tous les processus impliquant le détachement des particules de sol et le transport par écoulement interne au sein de la digue ou de sa fondation. De tels processus peuvent finalement mener à l'instabilité de la digue. La rupture par érosion interne est catégorisée en trois modes généraux :

- érosion interne à travers la digue ;
- érosion interne à travers le sol de fondation ;
- érosion interne au contact entre le sol de fondation et la digue.

Mécanismes de base de l'érosion internes

Quatre mécanismes différents peuvent être identifiés (ICOLD, 2012). Ces mécanismes sont à la base des informations présentées dans cette section.

1. Érosion régressive : détachement de particules de sol lorsque l'écoulement sort par une surface sans filtre, provoquant des renards et des *sandboils*.
2. Érosion de conduit : détachement de particules de sol à travers un chemin pré-existant dans la digue ou la fondation.
3. Suffusion : érosion sélective des particules fines de la matrice de matériaux grossiers.
4. Érosion de contact : érosion sélective des particules fines au contact avec une couche plus grossière.

Conditions générales pour l'apparition de l'érosion interne

Deux conditions doivent être remplies pour que l'érosion interne apparaisse telle que décrite ci-dessous et présentée à la figure 8.60 :

1. la première condition est que les particules puissent se détacher, c'est-à-dire que les contraintes de cisaillement hydrauliques soient plus grandes que les forces de contact résistantes. Pour atteindre ce critère hydromécanique, l'eau circulant à travers la digue doit avoir une vitesse suffisante pour fournir l'énergie nécessaire au détachement de particules de la structure de sol ;

2. la seconde condition est que les particules détachées puissent être transportées à travers le sol. Deux critères doivent être remplis :
 - a. un critère hydromécanique, où l'écoulement est suffisant pour emporter les particules érodées ;
 - b. un critère géométrique (qui est spécifique à l'érosion interne), où les vides qui existent dans les sols de la digue sont suffisamment larges pour que les particules détachées passent au travers. Ce vide est soit un conduit à travers le sol, comme dans les cas de l'érosion régressive ou de conduit, soit un espace poreux au sein des grains d'une couche grossière, comme observé dans la suffusion et l'érosion de contact.

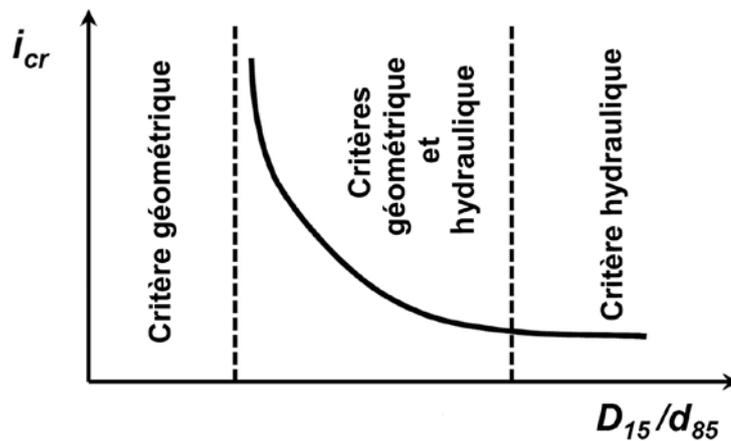


Figure 8.60 Interaction des influences hydraulique et géométrique sur les mécanismes d'érosion interne

La nature du sol dans la digue détermine sa vulnérabilité à l'érosion. Deux principales classes doivent être distinguées :

1. les sols non cohésifs granulaires : la résistance à l'érosion est liée à l'angle de frottement interne et au poids déjaugé de la particule. Le critère de transport hydromécanique est lié à la résistance au roulement et au glissement des grains.
2. les sols cohésifs : la résistance à l'érosion est principalement liée aux forces d'attraction entre les particules de sol. Le principal mode de transport est la suspension dans l'écoulement.

Phases successives de l'érosion interne

D'après l'ICOLD (2012), le processus d'érosion interne des barrages en remblai ou des digues et de leurs fondations peut être représenté en quatre phases.

1. l'initialisation : première phase de l'érosion interne, lorsque se produit l'un des phénomènes de détachement de particules ;
2. la continuation : phase où la relation de granulométrie entre le matériau du noyau et le filtre contrôle si l'érosion continue ou non ;
3. la progression : phase d'érosion interne où les contraintes de cisaillement hydrauliques au sein du sol érodé peuvent mener ou non au déroulement du processus d'érosion et, dans le cas de l'érosion régressive et de l'érosion de conduit, à la formation d'un conduit. Le principal enjeu est de savoir si le conduit va s'effondrer ou si les zones en amont peuvent contrôler le processus d'érosion en limitant l'écoulement ;
4. la formation d'une brèche : phase finale de l'érosion interne (cf. section 8.10).

8.5.1 Érosion régressive

L'érosion régressive implique le détachement de particules de sol lorsque l'écoulement côté terre sort par une surface libre non filtrée. L'écoulement interne érode les particules de l'aval vers l'amont en dessous de la digue à travers des conduits d'érosion, parfois appelés renards hydrauliques, et des *sand boils* se forment en surface. Dans des circonstances critiques, telles que les crues, la différence de niveaux d'eau augmente et ces conduits peuvent s'accroître progressivement depuis la zone de faible hauteur d'eau vers celle de plus haut niveau.

L'érosion raccourcit le chemin d'infiltration et augmente le gradient, ce qui entraîne des vitesses d'écoulement plus fortes, qui à leur tour augmentent l'érosion régressive et donc la longueur du renard.

La rupture se produit lorsque le renard s'étend jusqu'à plus de la moitié de la largeur de la base de la digue. Deux configurations sont identifiées :

- l'érosion régressive dans une couche sableuse sous un toit imperméable (couche argileuse, structure horizontale). Cette configuration implique le développement de conduits s'accroissant régressivement dans la couche de sable sous la digue en raison d'écoulements d'eaux souterraines ;
- l'érosion régressive dans un sol cohésif. Dans cette configuration, l'érosion est initiée par une fuite du corps de digue vers la fondation. La formation d'un vide dans le noyau augmente le taux d'érosion et mène ainsi à l'extension progressive en amont d'un conduit.

Les critères d'initialisation et de progression de l'érosion régressive peuvent être en relation avec les conditions hydrauliques locales (gradients de sortie) ou les conditions hydrauliques globales moyennées le long du chemin d'écoulement.

8.5.1.1 Critères locaux

Étant donné que l'érosion implique d'abord l'évacuation de matériaux granulaires, l'érosion régressive n'est possible que s'il existe une déstabilisation préalable de la surface du sol dans la zone de sortie de l'écoulement. Lorsque la zone de sortie est constituée d'une couche supérieure de sol perméable, le processus de déstabilisation à proximité de la surface peut exister selon la direction de l'écoulement et le gradient hydraulique. Dans le cas particulier d'une couche horizontale avec un écoulement vertical vers le haut, ce mécanisme est appelé boulangerie (ou liquéfaction). Lorsque la zone de sortie est composée d'une couche de sol imperméable, le processus de déstabilisation se développe à l'échelle de la couche (développement de fissures au sein de la couche supérieure) et est appelé soulèvement.

Boulangerie (ou liquéfaction)

Dans les sols perméables (granulaires), le mouvement du sol en sortie côté terre de l'écoulement peut se produire autrement que par mise en suspension suivie d'un mouvement particule par particule. Une masse de sol peut être soulevée et générer la formation d'un conduit. Ce phénomène est appelé boulangerie et se produit lorsque la force d'écoulement ascendante, due à la différence de niveaux d'eau, est égale au poids déjaugé du sol. La condition de stabilité de pente pour les sols sans cohésion (cf. encadré 8.14) peut être exprimée en fonction de la pente du talus :

$$\beta \leq \varphi' - \sin^{-1} \left\{ \frac{i}{i_{cr}} \sin(\varphi' + \lambda) \right\} \quad (8.109)$$

où :

$i_{cr} = \gamma' / \gamma_w$ est le gradient critique de Terzaghi.

Comme le mentionnent Philippe et Richard (2008), le ratio i/i_{cr} peut être interprété comme un nombre de Shields, ce qui permet de faire le lien avec le contexte de l'érosion du sable. La condition de stabilité peut aussi être exprimée en fonction du gradient :

$$i \leq i_{cr} \frac{\sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\varphi' + \lambda)} \quad (8.110)$$

Dans le cas particulier d'une couche de sol perméable (granulaire) horizontale ($\beta = 0$) et d'un écoulement vertical ascendant ($\lambda = 0$), la condition de stabilité peut être exprimée en fonction du gradient hydraulique, $i_v \leq i_{cr}$. Le gradient critique peut aussi être exprimé selon les paramètres intrinsèques du sol, $i_{cr} = (\rho_s - 1) / (1 + e)$, où ρ_s est la masse volumique absolue du sol ($\rho_s \approx 2,7 \text{ t/m}^3$) et e l'indice des vides (-).

Soulèvement

Lorsque l'écoulement se produit sous un sol imperméable, la couche dans laquelle il se produit est soumise à une force hydraulique qui tend à soulever le sol. La stabilité du sol vis-à-vis du soulèvement peut être contrôlée en vérifiant l'équilibre vertical d'une colonne de sol. Cette condition peut être exprimée par :

$$\sigma_v > u \tag{8.111}$$

où σ_v est la contrainte verticale stabilisante (kPa) et u la pression d'eau interstitielle déstabilisante (kPa) sous la couche imperméable.

Encadré 8.14
Stabilité de talus sous un écoulement d'eau

Le glissement superficiel d'un talus dépend de la direction de l'écoulement et du gradient hydraulique, en particulier à proximité de la surface du sol. Dans le cas de talus homogènes, les solutions analytiques basées sur le modèle de pente infinie peuvent être utilisées. Dans ce modèle, la surface de glissement est assimilée à un plan parallèle à la surface du sol et les effets de bords sont négligés. Cette analyse est valide si le ratio entre profondeur et longueur de la masse en glissement est faible (un ratio de 1/20 est communément utilisé). Le talus est soumis à la fois à l'écoulement et aux forces gravitaires, dans une approche de stabilité de blocs.

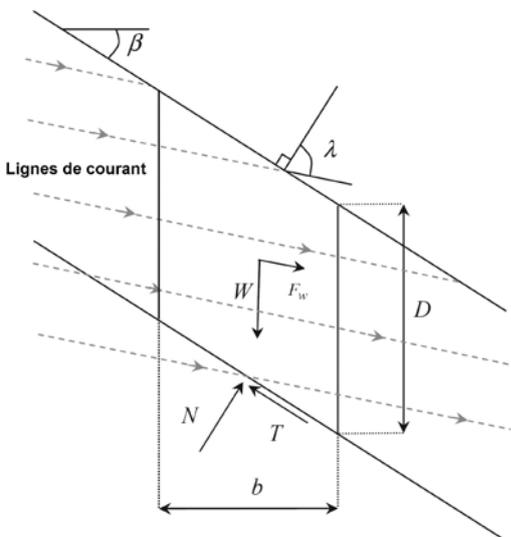


Figure 8.61 Modèle de pente infinie avec des lignes d'écoulement parallèles

Selon des considérations géométriques, le gradient peut être exprimé en fonction de la direction de l'écoulement (λ) et de la pente du talus (β). Le gradient en sortie, qui correspond à un écoulement local uniforme, peut être exprimé ainsi :

$$i = \frac{\sin \beta}{\sin \lambda} \tag{8.112}$$

Encadré 8.14 (suite)
Stabilité de talus sous un écoulement d'eau

Delinger et Iverson (1990) et Ghiassian et Ghareh (2008) ont démontré que les conditions d'équilibre de la masse en glissement peuvent être exprimées en fonction de la géométrie du talus et des paramètres de cisaillement effectifs du sol.

$$\sin \beta + i \frac{\gamma_w}{\gamma'} \sin \lambda \leq \frac{c'}{\gamma' D \cos \beta} + \left(\cos \beta - i \frac{\gamma_w}{\gamma'} \cos \lambda \right) \tan \varphi' \quad (8.113)$$

où :

D = profondeur du sol (m)

β = inclinaison du talus par rapport à l'horizontale (°)

c' = cohésion effective du sol (kPa)

φ' = angle de frottement interne effectif du sol (°)

γ' = poids volumique déjaugé du sol (kN/m³)

γ_w = poids volumique de l'eau (kN/m³)

8.5.1.2 Critères globaux

Les modèles de critères globaux s'appliquent uniquement en configuration d'érosion régressive dans une couche sableuse sous un toit imperméable, qui est considéré comme parfaitement rigide (non érodable). Ils introduisent le concept de longueur du chemin d'écoulement et mènent au développement de coefficients de fluage. La figure 8.62 présente les paramètres physiques requis pour l'analyse.

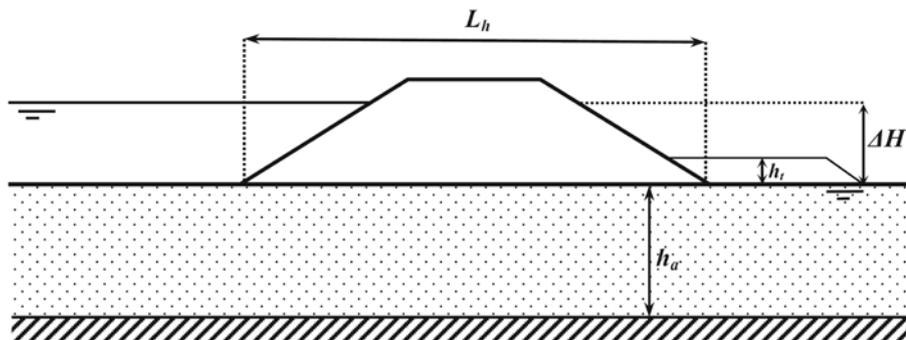


Figure 8.62 Définition des paramètres géométriques

Modèle de Bligh

La règle de Bligh (1927) établit que la rupture par érosion régressive se produit si :

$$\Delta H - 0.3 h_t > \frac{L_h}{C_{Bligh}} \quad (8.114)$$

où :

ΔH = charge hydraulique au-dessus de la digue (m)

h_t = épaisseur de la couche supérieure (m)

L_h = longueur d'écoulement horizontale (m)

C_{Bligh} = facteur de fluage de Bligh (-)

Modèle de Lane

La présence d'une structure, telle qu'un mur parafouille, crée une barrière supplémentaire pour le chemin d'écoulement. Lane (1935) introduit une longueur verticale d'infiltration L_v telle que la règle de Lane indique que l'érosion régressive se produit si :

$$\Delta H - 0.3 h_t > \frac{L_h/3 + L_v}{C_{Lane}} \quad (8.115)$$

où :

L_v = longueur d'écoulement verticale (m)

C_{Lane} = facteur de fluage de Lane (m)

Les facteurs de fluage selon le type de sol sont donnés au tableau 8.21.

Tableau 8.21 Valeur du coefficient de fluage

Type de sol	Ck (Lane)	Ck (Bligh)
Sable très fin ou limons	8,5	18
Sable fin	7	15
Sable à grains moyens	6	-
Sable grossier	5	12
Graviers fins ou sable et graviers	-	9
Graviers de taille moyenne	3,5	-
Graviers grossiers	3	-
Blocs, graviers et sable	-	4 à 6
Argile	2 à 3	-

Modèle de Sellmeijer

De grands programmes de recherche ont été réalisés dans les années 1970 et 1980 afin de mieux comprendre le phénomène de création de renards hydrauliques. Plus récemment, les effets d'échelle ont été étudiés avec des expériences à petite, moyenne et grande échelles. Des avancées récentes (van Beek *et al.*, 2011, et Sellmeijer *et al.*, 2011) dans la compréhension du processus ont permis l'amélioration d'un modèle théorique, dans lequel l'équilibre des grains au niveau du conduit est utilisé comme critère pour le développement du renard hydraulique. Le gradient critique peut être calculé en combinant l'écoulement souterrain avec les conditions d'écoulement dans le conduit. L'ajustement des courbes donne une formule reliant les caractéristiques du sable aux propriétés géométriques de la couche sableuse. Ce modèle tient compte des effets d'échelles (ratio entre la taille des grains et le gradient $\Delta H/L$). D'après le modèle de Sellmeijer (pour l'érosion régressive dans une couche de sable sous une digue en argile) l'érosion régressive est empêchée si (Sellmeijer et Koenders, 1991) :

$$\Delta H - 0.3 h_t < F_{resistance} F_{scale} F_{geometry} L_h \quad (8.116)$$

Où :

$$F_{resistance} = \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \eta \tan \theta \left(\frac{D_R}{D_{Rm}} \right)^{0.35} \left(\frac{C_U}{C_{Um}} \right)^{0.13} \left(\frac{R}{R_m} \right)^{-0.02} \quad (8.117)$$

$$F_{scale} = \frac{d_{70}}{\sqrt[3]{\kappa L_h}} \left(\frac{d_{70m}}{d_{70}} \right)^{0.6} \quad (8.118)$$

$$F_{geometry} = 0.91 \left(\frac{h_a}{L_h} \right)^{\frac{0.28}{(h_a/L_h)^{2.8} - 1} + 0.04} \quad (8.119)$$

où :

l'indice m se réfère aux caractéristiques des essais à petite échelle et :

ΔH = charge hydraulique effective au-dessus de la digue (m)

L_h = longueur d'écoulement horizontal (m)

h_a = épaisseur de l'aquifère (couche de sable la plus sensible à l'érosion régressive) (m)

h_t = épaisseur de la couche supérieure (m)

γ'_s = poids volumique déjaugé des grains de sable (16,5 kN/m³)

γ_w = poids volumique de l'eau (10 kN/m³)

θ = angle de dépôt de la couche de sable (°)

η = constante de White (0,25)

κ = perméabilité intrinsèque de l'aquifère (m²)

d_{70} = d_{70} de l'aquifère (m), ($d_{70} = 20 \mu\text{m}$)

D_R = densité relative (%)

R = arrondi des particules (%)

Les paramètres κ et d_{70} peuvent être déterminés grâce à l'analyse granulométrique. L'angle de stratification détermine la manière dont un grain est disposé sur les autres grains. Il n'est relié qu'au poids et à la géométrie, car le modèle suppose que le grain roule au-dessus des autres sans frottement. Les données expérimentales montrent que $\theta = 37^\circ$ est une bonne estimation.

Méthode d'Hoffman

Une autre approche a été développée par Hoffmann (2012) pour déterminer le gradient critique. En considérant que la progression d'une érosion régressive nécessite le transport des particules détachées à travers le conduit, le gradient critique est décomposé en un gradient de Shields critique et un gradient de Darcy critique. Les variables les plus importantes de ce modèle sont la conductivité hydraulique, la taille des particules d_{50} et d_{15} et certains coefficients déterminés expérimentalement. Cette approche permet de saisir l'influence de la perméabilité sur l'ordre de grandeur du gradient critique. Ce modèle ne tient pas compte de tous les processus physiques mais les effets secondaires sont inclus dans la calibration de certains paramètres du modèle.

Méthode de Schmertmann

En se basant sur plusieurs essais de laboratoire sur des sols assez uniformes ($1,0 < C_u < 6$) allant des sables fins aux sables moyens, Schmertmann propose l'expression linéaire du gradient critique suivante :

$$i_{cr} = 0.05 + 0.183 (C_U - 1) \quad (8.120)$$

Cette approche a l'avantage de la simplicité. Cependant, cette corrélation n'a pas été confirmée pour différents types de sols.

Un exemple de l'utilisation d'une méthode simplifiée pour l'analyse des écoulements souterrains est donné à l'encadré 8.15.

Encadré 8.15

Méthode simplifiée pour l'analyse des écoulements souterrains

Dans les environnements fluviaux, les digues sont souvent placées sur des plaines alluviales couvertes par des sols limoneux ou argileux formant des fondations imperméables. Ces couches imperméables sont fréquemment fondées sur un substratum sableux (aquifère), en général anisotropique, avec une perméabilité qui est bien plus forte, ce qui permet un écoulement horizontal. Ainsi, le modèle simplifié (USACE, 1993), basé sur les hypothèses basiques suivantes, peut être utilisé :

- l'écoulement dans la couche supérieure est vertical ;
- l'écoulement dans la couche de fondation perméable est horizontal ;
- tous les écoulements sont laminaires et constants ;
- le matériau du corps de digue est imperméable ;
- l'aquifère a une épaisseur constante et est horizontal.

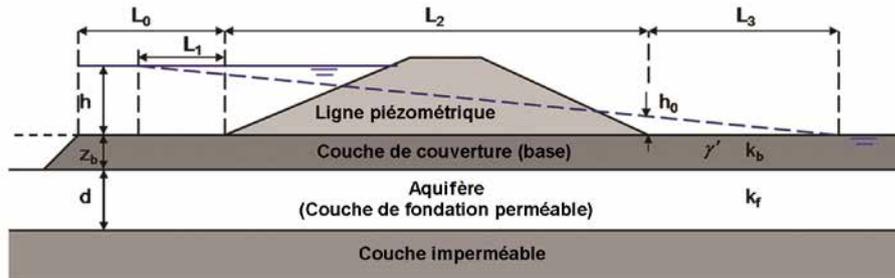


Figure 8.63 Notations géométriques pour l'analyse des écoulements souterrains

Lorsque la couche supérieure imperméable côté eau n'est pas continue, sa longueur amont effective, L_1 , doit être définie ainsi :

$$L_1 = \sqrt{\frac{k_f}{k_{bu}}} Z_{bu} d \quad (8.121)$$

où :

k_f = perméabilité horizontale de la formation perméable (m/s)

k_{bu} = perméabilité verticale de la couche supérieure côté eau (m/s)

Z_{bu} = épaisseur de la couche supérieure côté eau (m)

d = épaisseur de l'aquifère perméable (m)

La longueur effective de la couverture aval, L_3 (m), est définie ainsi :

$$L_3 = \sqrt{\frac{k_f}{k_{bd}}} Z_{bd} d \quad (8.122)$$

où :

k_{bd} = perméabilité verticale de la couche supérieure côté terre (m/s)

Z_{bd} = épaisseur de la couche supérieure côté terre (m)

Le niveau de charge hydraulique sous la couche supérieure en pied de digue côté terre est estimé comme suit :

$$h_0 = \frac{h L_3}{L_1 + L_2 + L_3} \quad (8.123)$$

où :

L_2 = longueur du corps de digue imperméable ou base de la digue (m)

Ce niveau de charge hydraulique est ensuite comparé au niveau critique $hb = Z_{bd} \gamma' / \gamma_w$ de manière à ce que le facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement en pied de digue aval soit :

$$F = \frac{h_0}{h_c} = \frac{Z_{bd} \gamma'}{h \gamma_w} \frac{L_1 + L_2 + L_3}{L_3} \quad (8.124)$$

8.5.2 Érosion de conduit

L'érosion de conduit apparaît au travers d'un chemin d'écoulement préférentiel de l'eau tel qu'une fissure ouverte ou des trous préexistants. Le long de ce chemin, l'écoulement de l'eau est suffisant pour initier le détachement et le transport de particules de sol des surfaces latérales, ce qui induit un élargissement du chemin d'écoulement. En présence de matériaux cohésifs capables de « soutenir un toit », ces ouvertures provoquent la formation d'un tunnel continu appelé « conduit » entre les côtés amont et aval de la digue ou de ses fondations.

8.5.2.1 Modèle pour l'érosion de conduit

Le premier modèle pour interpréter l'érosion de conduit a été proposé par Wan et Fell (2002, et 2004a et b) à l'aide d'un essai spécifique appelé « *hole erosion test* » (HET) (cf. encadré 8.16, figure 8.64 ou section 7.8.3). Ce test reproduit l'érosion de conduit dans un conduit cylindrique pré-existant. Plus récemment, un modèle combinant les équations hydrodynamiques pour un écoulement turbulent en conduit et la loi d'érosion tangentielle a permis d'interpréter de manière plus fiable les résultats expérimentaux du HET (Bonelli *et al.*, 2006, Bonelli et Brivois, 2008, Bonelli, 2012, et Benahmed et Bonelli, 2012). Ces modèles reposent sur une loi d'érosion locale, souvent écrite sous la forme d'une loi de seuil :

$$\varepsilon = C_e (\tau - \tau_c) \quad (8.125)$$

où :

- ε = taux de masse érodée par unité de surface (kg/m²/s)
- τ = contrainte de cisaillement hydraulique appliquée au niveau du conduit (Pa)
- τ_c = contrainte de cisaillement critique (Pa)
- C_e = coefficient d'érosion (s/m)

La contrainte de cisaillement critique et le coefficient d'érosion caractérisent « l'érodabilité » du sol. La contrainte de cisaillement critique est la contrainte de cisaillement hydraulique requise pour initier le détachement des particules de sol. En dessous de cette valeur, aucune érosion n'est observée. Le coefficient d'érosion reflète le taux de détachement des particules de sol lorsque la contrainte est maintenue constante au-dessus de la contrainte de cisaillement critique. Un conduit se forme si $P_0 > \tau_c$ où P_0 est la pression motrice, égale à la contrainte de cisaillement tangentielle exercée par l'écoulement dans le conduit de sol, et τ_c est la contrainte critique. L'évolution du diamètre du conduit pendant l'érosion avec une diminution constante de la pression suit une loi d'échelle exponentielle :

$$R(t) = R_0 \left[\frac{\tau_c}{P_0} + \left(1 - \frac{\tau_c}{P_0} \right) e^{-\frac{t}{t_{er}}} \right] \quad (8.126)$$

où :

$$P_0 = R_0 \frac{\Delta p}{2L} \quad (8.127)$$

et :

$$t_{er} = \frac{2 \rho_{dry} L}{C_e \Delta p} \quad (8.128)$$

où :

P_0 = pression motrice (Pa)

τ_{er} = temps caractéristique d'érosion par renard (s)

R_0 = rayon initial (m)

Δ_p = diminution de pression dans le conduit (Pa)

L = longueur du conduit (m)

ρ_{dry} = masse volumique du sol sec (t/m^3)

C_e = Coefficient d'érosion de sol de Fell (s/m)

Le coefficient d'érosion de sol de Fell est relié ainsi à l'indice d'érosion de Fell : $I_e = -\log(C_e/C_{ref})$ avec $C_{ref} = 1 \text{ s/m}$.

Encadré 8.16
Test d'érosion de conduit (TEC)

La résistance des sols à l'érosion de conduit peut être testée en laboratoire en utilisant un appareillage HET (cf. figure 8.64)

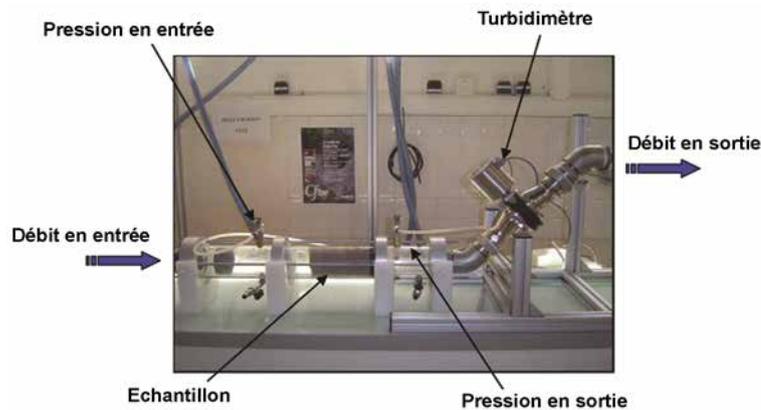


Figure 8.64 Dispositif de Test d'érosion de conduit (TEC) à l'Irstea

Un résultat expérimental type d'essai TEC est présenté à la figure 8.65. Les données expérimentales sont exprimées en termes de gradient de pression et de turbidité en fonction du temps.

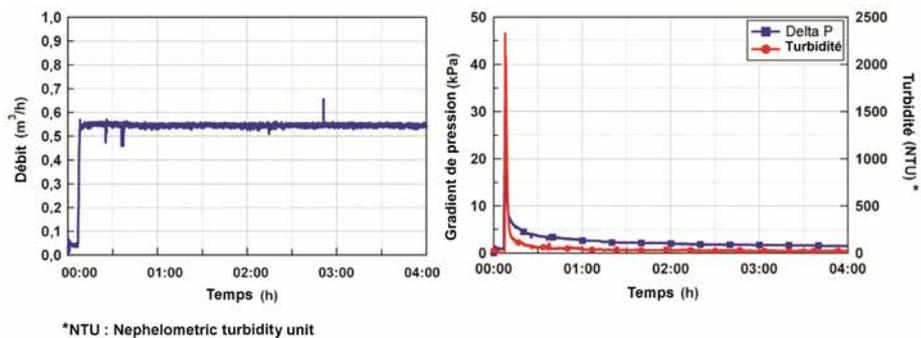


Figure 8.65 Exemple d'évolution de la turbidité et du gradient de pression pendant un essai d'érosion de conduit (Benahmed et Bonelli, 2012)

Encadré 8.16 (suite)
Test d'érosion de conduit (TEC)

Un exemple d'échantillon érodé est présenté à la figure 8.66. La section longitudinale de l'échantillon coupé à la fin de l'essai montre clairement l'élargissement du vide initial après le processus d'érosion. On peut également remarquer que l'élargissement du conduit est assez uniforme.



Figure 8.66 Exemple d'élargissement du conduit initial par érosion sur un échantillon de kaolinite blanche, échantillon avant l'essai (a), échantillon après l'essai (b) et section longitudinale de l'échantillon après l'essai (c)
(Benahmed et Bonelli, 2012)

Le même modèle qu'à la section 8.5.2.1 est utilisé pour interpréter un TEC et fournit les valeurs des paramètres d'érodabilité de l'échantillon de sol, à savoir la contrainte de cisaillement critique, τ_c , et le coefficient d'érosion, C_e .

8.5.2.2 Facteurs affectant le temps avant la rupture

Considérons le cas d'un conduit rectiligne et circulaire de rayon courant $R(t)$, dans une digue de hauteur H_{dam} et de largeur de base L_{dam} (cf. figure 8.67) (Bonelli et Benahmed, 2011 et Bonelli *et al.*, 2012).

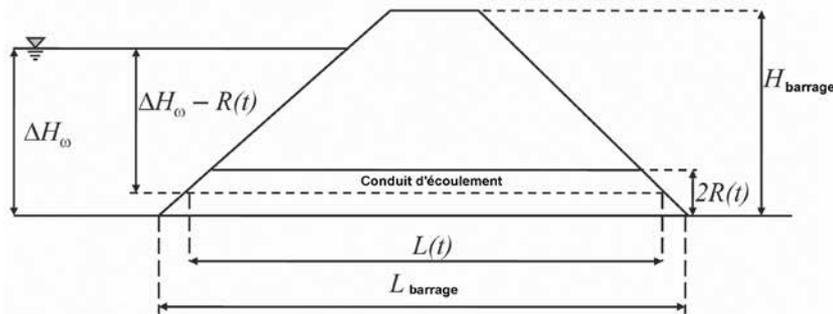


Figure 8.67 Schéma d'écoulement dans un conduit

Le taux d'élargissement du conduit est très dépendant de l'érodabilité du sol telle que mesurée par le coefficient d'érosion et la contrainte de cisaillement critique. L'élargissement du conduit provoque finalement l'effondrement du toit et crée une brèche. La loi d'échelle du processus d'érosion de conduit avec un gradient hydraulique constant est donnée dans l'équation 8.129. Une expression pour le temps restant avant la brèche peut ainsi être proposée. Le processus de renard commence au temps t_0 avec un rayon initial R_0 , ces deux valeurs étant inconnues.

L'inspection visuelle définit le temps initial $t_d > t_0$ pour la détection et peut fournir une estimation du taux d'écoulement en sortie et donc une estimation du rayon $R_d > R_0$. R_u et t_u peuvent être utilisés respectivement pour indiquer le rayon maximal du conduit avant l'effondrement du toit et le moment de l'effondrement. Pour $t > t_u$, la rupture du conduit continue à provoquer de l'érosion de manière équivalente à une rupture par surverse (cf. section 8.4.2). Ainsi, le temps restant avant la formation de la brèche peut-il être estimé par :

$$\Delta t_u \approx t_{er} \ln \left(\frac{R_u}{R_d} \right) \propto \frac{1}{C_e} \quad (8.129)$$

Ce résultat important signifie que le coefficient d'érosion C_e peut servir d'indicateur du temps restant avant la rupture, à la différence de la contrainte de cisaillement critique τ_c . Le pic d'écoulement est supposé correspondre au rayon maximal du conduit. Par conséquent, le temps avant la rupture est aussi le temps entre la détection (par exemple par observation directe) et le pic de débit, la détection visuelle du renard et son signalement sont requis. Les ordres de grandeur suivants (Bonelli et Benahmed, 2011) sont obtenus : si l'indice d'érosion I_e est de l'ordre de 2 ($C_e \approx 10^{-2}$ s/m), la rupture apparaîtra très rapidement, après quelques minutes. Si l'indice d'érosion I_e est de l'ordre de 3 ($C_e \approx 10^{-3}$ s/m), la rupture se produira dans les heures qui suivent. S'il est au delà de 4 ($C_e < 10^{-4}$ s/m), la rupture ne se produira pas avant plusieurs jours, ce qui laisse du temps pour prendre les mesures appropriées. Ce coefficient peut être obtenu grâce au TEC. Cependant, le changement d'échelle (du laboratoire à la structure) pourrait affecter le coefficient d'érosion, ce qui reste à étudier.

8.5.3 Suffusion

Des conditions hydrauliques et géométriques doivent toutes deux être remplies pour que la suffusion se produise. De nombreux critères granulométriques existent dans la littérature. Cependant, l'un des plus communément utilisés est celui proposé par Kenney et Lau (1985), qui combine la granulométrie et des règles de filtration. Plus récemment, Fannin et Li (2006) ont comparé ce critère avec celui proposé par Kezdi (1979), tandis que Wan et Fell (2008) ont montré que les méthodes précédentes communément utilisées étaient sécuritaires, pour les sols limono-sablo-graveleux ou argilo-limono-sablo-graveleux.

8.5.3.1 Modèle de Kenney et Lau

Ce modèle considère que les grains plus petits qu'un diamètre donné d peuvent être détachés s'il n'y a pas assez de grains dans l'intervalle $[d ; 4d]$ pour les garder piégés (cf. figure 8.68). Ils proposent le critère suivant :

$$\min_{F_d < X} \left(\frac{F_{4d}}{F_d} - 1 \right) \geq 1 \tag{8.130}$$

où :

d = diamètre des grains (m)

F_d = pourcentage de passant cumulé au diamètre d (-)

Pour un coefficient d'uniformité du sol (C_u , défini comme le ratio d_{60}/d_{10}) plus petit que 3, le paramètre X est considéré égal à 0,3. Pour $C_u \geq 3$, on peut prendre $X = 0,2$.

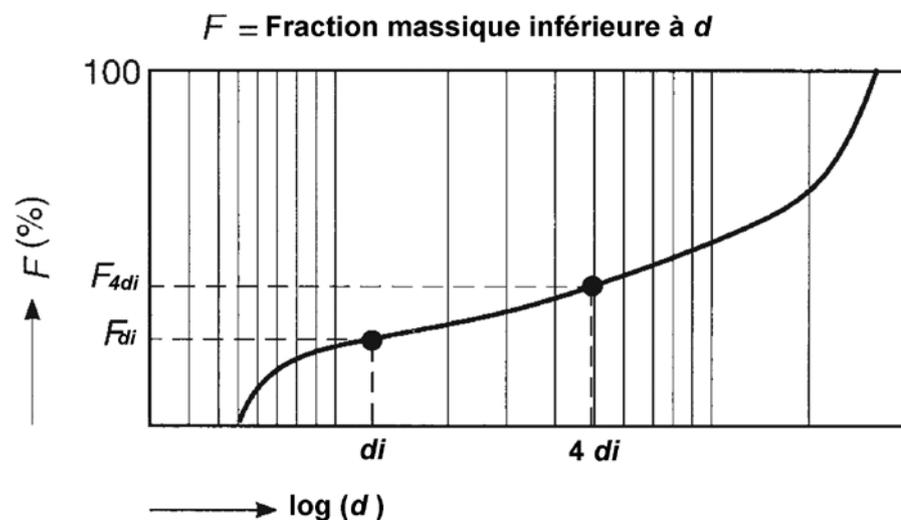


Figure 8.68 Définition du critère de passant cumulé (d'après CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

8.5.3.2 *Modèle de Kezdi*

Ce modèle propose un critère plus simple :

$$\min_d (F_{4d} - F_d) \leq 0.15 \quad (8.131)$$

Ce critère est plus sécuritaire que le modèle de Kenney et Lau pour $F_d < 0,15$.

8.5.3.3 *Approche de Li et Fannin*

En utilisant de nouvelles expérimentations et celles existantes dans la littérature, Li et Fannin (2008) ont récemment proposé d'utiliser le critère de Kezdi pour la répartition de la taille des grains à intervalles réguliers, tandis que le critère de Kenney et Lau est adapté pour les sols à granulométrie étalée, comme le montre la figure 8.69.

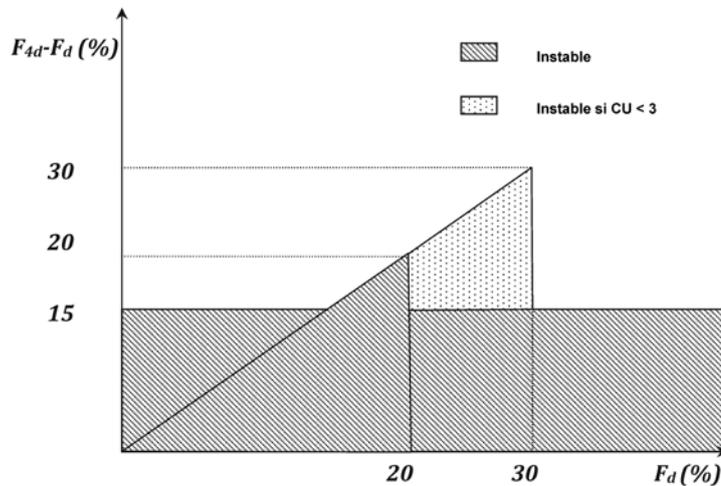


Figure 8.69 Synthèse graphique des approches de Kezdi et de Kenney et Lau

Li (2008) propose aussi un critère hydro-mécanique en termes de gradient hydraulique critique, validé par des expériences sur des sols instables, qui est simplement une fraction du gradient critique i_{cr} , initialement introduit par Terzaghi :

$$i_{suf} = \chi i_{cr} = \chi \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (8.132)$$

Où :

$$\chi = 3.85 \frac{d'_{85}}{O_{50}} - 0.616 \quad (8.133)$$

où :

i_{suf} = gradient hydraulique seuil d'initialisation de la suffusion (-)

i_{cr} = gradient hydraulique critique d'initialisation de la boulangerie (-)

d'_{85} = d_{85} de la fraction fine du sol (m)

O_{50} = taille de constriction effective de la fraction grossière (m)

Le paramètre χ est généralement compris entre 1/5 et 1/3. D'autres méthodes peuvent être utilisées dans le cas des sols bien gradués (Burenkova, 1993 et Lubockov, 1965).

8.5.4 Érosion de contact

Dans ce cas aussi, des conditions géométriques et hydrauliques doivent être remplies. Mais contrairement à la suffusion, qui concerne un matériau unique avec une granulométrie étalée, l'érosion de contact apparaît à l'interface entre deux matériaux distincts, de granulométries différentes. Par conséquent, la condition géométrique pour l'apparition de l'érosion de contact est simplement remplie lorsque les règles classiques de filtres ne sont pas respectées, et les études relatives à l'érosion de contact se sont principalement concentrées sur le seuil hydraulique.

La plupart des modèles proposés pour l'érosion de contact sont dédiés à la première configuration, c'est-à-dire une couche sous-jacente de matériaux fins avec des sols non cohésifs (sables). Ils résultent d'une adaptation du critère de Shields (Shields, 1936) avec un coefficient empirique tenant compte de la géométrie spécifique de la couche grossière (Brauns, 1985 et Bezuijen *et al.*, 1987). La vitesse de Darcy a été adoptée par la plupart des auteurs de modèles comme un bon indicateur de la charge hydraulique. Ce seuil s'écrit :

$$U_{cr} = \alpha n_D \sqrt{\frac{\gamma'}{\gamma_w} g d_{50}} \quad (8.134)$$

où :

α = coefficient empirique (-)

n_D = porosité de la couche grossière (-)

γ' = poids volumique déjaugé (kN/m³)

γ_w = poids volumique de l'eau (10 kN/m³)

d_{50} = diamètre médian du sable (m)

Le coefficient empirique α est égal à 0,65 comme le propose Brauns (1985), ou dépend du type du sol fin et des caractéristiques d'écoulement (Bezuijen *et al.*, 1987). Plus précisément, Béguin *et al.* (2013) ont montré que α peut être expliqué par l'existence d'une zone de transition hydrodynamique juste au-dessus de la couche de sol fin.

La configuration inverse et les sols cohésifs ont été étudiés récemment (Schmitz, 2007, Guidoux *et al.*, 2010 et Béguin, 2011). Sur la base de résultats expérimentaux d'essais d'érosion de contact avec des limons et argiles, Guidoux *et al.* (2010) ont adapté empiriquement l'expression de Braun pour tenir compte des forces de cohésion. Béguin (2011) a proposé d'utiliser la même loi d'érosion seuil que pour l'érosion de conduit (*cf.* section 8.4.3). Cela nécessite une relation entre la contrainte de cisaillement et le gradient hydraulique (ou de manière équivalente la vitesse de Darcy) comme celles proposées par Reddi *et al.* (2000) ou Worman et Olafsdottir (1992). On note que pour les sols cohésifs, Béguin (2011) a aussi utilisé, avec succès, la loi d'érosion par excès de contrainte de cisaillement proposée pour l'érosion de conduit. Les informations provenant de toutes ces sources sont résumées à la figure 8.70.

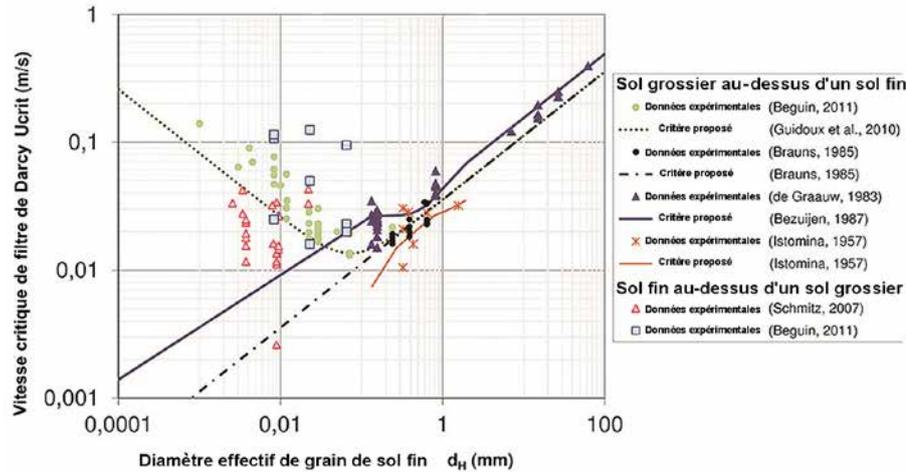


Figure 8.70 **Résumé des données expérimentales et des modèles pour la vitesse critique de Darcy à l'initialisation du contact dans la configuration d'un matériau grossier sur une couche de sol fin** (Béguin, 2011)

8.5.5 Stabilité à l'interface des filtres

8.5.5.1 Filtres granulaires

Les filtres granulaires doivent remplir cinq conditions :

- rétention du sol ;
- drainage ;
- autofiltration ;
- non fragmentable ;
- non cohésif.

La résistance à la fragmentation du filtre dépend de la nature des particules de sol. Pour les particules de sol formées de silicates, on peut supposer que ce critère est intrinsèquement rempli tant qu'aucune rupture par cisaillement ne se développe dans le drain. Le caractère non cohésif est en général atteint lorsque la fraction fine est inférieure à 5 % et l'autofiltration est garantie lorsque le filtre n'est pas sujet à la suffusion (cf. section 8.5.3). Les paragraphes suivants se concentrent sur les deux premières conditions.

La stabilité du filtre à l'interface de deux matériaux granulaires différents est appelée stabilité à l'interface. Le plus fin des deux matériaux est appelé la « base » (indice b) et le plus grossier le « filtre » (indice f).

Critère de rétention de Terzaghi

Pour une matrice de grains de diamètre D , une particule de diamètre d est empêchée d'être transportée à travers la matrice, en se basant sur des considérations géométriques et en utilisant le critère développé par Terzaghi (1940) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \text{ to } 5 \quad (8.135)$$

où :

D_{15} = diamètre des grains du filtre pour 15 % de passant (mm)

d_{85} = diamètre des grains de la base pour 85 % de passant (mm)

Il a été montré que ce critère de rétention purement géométrique est généralement assez sécuritaire et applicable pour la fraction granulaire du sol $d < 4,75$ mm.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Lorsque le sol présente une granulométrie discontinue, c'est que certaines fractions granulaires sont sous-représentées voire lacunaires et que la courbe granulométrique peut être caractérisée par une forme concave avec une courbe relativement plate dans les valeurs intermédiaires. Les critères mentionnés ici peuvent toujours être pertinents à condition de les considérer comme un mélange de deux sous-classes avec des gammes de taille de grains différentes. Lorsque la base est discontinue, la valeur de d_{85} peut être remplacée par la taille de tamis d_{85b} (mm) de la plus petite des deux sous-classes. Mlynarek *et al.* (1993) suggèrent que cette taille peut plus ou moins correspondre au d_{30b} du matériau globale. De cette manière, le critère de Terzaghi deviendrait :

$$\frac{d_{15f}}{d_{30b}} < 5 \tag{8.136}$$

Critères de dimensionnement

À partir de recherches en laboratoire poussées, Sherard et Dunnigan (1985 et 1989) ont proposé des critères de dimensionnement de filtres pour les drains, basés sur la distinction de quatre classes de sol. Ces critères, présentés au tableau 8.22, sont généralement bien acceptés par les professionnels pour le dimensionnement de nouvelles structures.

Tableau 8.22 Critères de filtration de Sherard et Dunningan (1989)

FC	Types de sol	Conditions de filtre
< 15 %	Sable, gravier	$d_{15f} < 4d_{85b}$
15 – 40 %	Sables limoneux et argileux	$d_{15f} < 0,7 + (40-FC)(4d_{85b}-0,7)/25$
40 – 85 %	Sables, limons, argiles	$d_{15f} < 0,7 \text{ mm}$
>85 %	Limons fins, argiles	$d_{15f} < 9d_{85b}$
FC : pourcentage de la fraction fine 0/75 μm (%)		

Critères d'évaluation

À partir d'investigations poussées sur les barrages existants, Foster et Fell (2001) ont montré que les critères précédemment définis comprennent des facteurs de sécurité intégrés. Ils ont proposé des critères moins sécuritaires adaptés à l'évaluation des performances de filtration des structures hydrauliques existantes. Bien qu'il ait été prouvé que d'autres facteurs tels que la proportion et la nature de la fraction argileuse influencent le comportement du filtre vis-à-vis de l'érosion, le ratio D_{15}/d_{85} est si dominant que ces nouveaux critères se basent sur ce rapport (*cf.* tableau 8.23).

Tableau 8.23 Critères de filtration de Foster et Fell (2001)

Sol de base	Condition de filtre	
$d_{95b} < 0,3 \text{ mm}$		$d_{15f} < 9 d_{95b}$
$0,3 \text{ mm} < d_{95b} < 2\text{mm}$		$d_{15f} < 9 d_{95b}$
$d_{95b} > 2 \text{ mm}$	FC < 15 %	$d_{15f} < 7 d_{85b}$
	15 % < FC < 35	$d_{15f} < 1,6 (0,7 + (35-FC)(4d_{85b} - 0,7)/20)$
	35 % < FC < 85	$d_{15f} < 0,7 \text{ mm}$
	FC > 85	$d_{15f} < 9 d_{85b}$
FC = pourcentage de la fraction fine 0/75 μm (%)		
Les critères sont applicables si $d_{95b} < 4,75 \text{ mm}$. Sinon, le passant doit être déterminé sur la fraction entre 0 et 4,75 mm.		

Approche de Giroud

Giroud (2003) propose que l'approche utilisée pour les filtres géotextiles puisse l'être aussi pour les filtres granulaires. Cette approche mène au graphique de la figure 8.71 pour le critère de rétention proposé pour les filtres granulaires dans le cas d'un sol dense. Les critères de rétention proposés par Terzaghi sont représentés par les lignes horizontales en pointillés sur le graphique. Pour des coefficients d'uniformité élevés, supérieurs à 5, les critères de rétention de Terzaghi peuvent ne pas être sécuritaires. C'est pour cette raison qu'une coupure granulométrique est généralement employée lors du dimensionnement des filtres granulaires. La coupure granulométrique diminue artificiellement le coefficient d'uniformité du sol pour compenser ce risque potentiel dans le cas de forts coefficients d'uniformité. Le graphique de la figure 8.71, tel que proposé par Giroud (2003), est applicable quelle que soit la taille maximale des grains et n'est pas limité par les grains de taille inférieure à 4,75 millimètres.

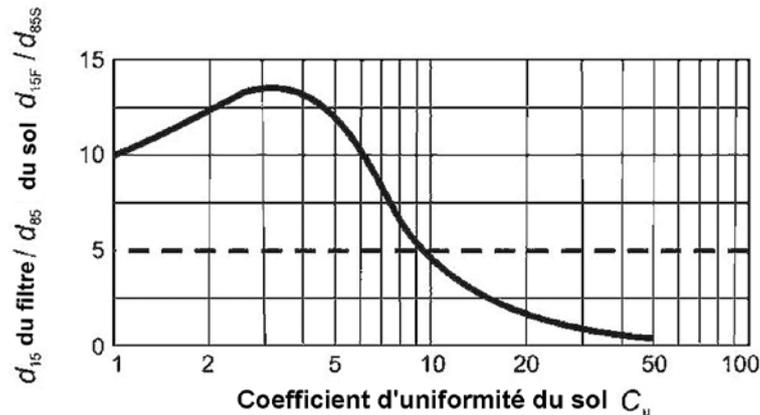


Figure 8.71 Critère de rétention pour les filtres granulaires dans le cas de sols denses (Giroud, 2003)

Exigences de perméabilité

Les exigences générales relatives à la perméabilité sont $k_f > 3,5 \cdot 10^{-5}$ m/s et $k_f/k_b > 25$. D'après la formule de Vaughan et Soares, cette condition est équivalente au critère géométrique suivant :

$$d_{15f} > 0.1 \text{ mm} \quad (8.137)$$

et :

$$\frac{d_{15f}}{d_{15b}} > 5 \quad (8.138)$$

8.5.5.2 Filtres géotextiles

Les filtres géotextiles doivent être dimensionnés et installés avec soin, comme défini au chapitre 9.

Exigences de rétention du sol

Le critère pour la stabilité d'interface d'un filtre géotextile est généralement formulé selon un principe géométrique strict. La taille d'ouverture de filtration du filtre géotextile O_{95} (cf. figure 8.72) doit satisfaire :

$$D_{min} \leq O_{95} \leq D_I \quad (8.139)$$

où :

D_{min} = taille de la plus grande particule fine transportée en suspension (mm)

D_I = diamètre indicatif du grain de sol à filtrer (mm)

Giroud *et al.* (1998) estiment la valeur minimale $D_{min} \approx 50 \mu m$. Le diamètre des grains à filtrer peut être estimé selon (Afnor, 1993) :

$$D_I = C d_{85b} \tag{8.140}$$

où :

C est un coefficient dépendant de l'état du sol. Par exemple, pour un sol uniforme ($C_u < 5$), le coefficient peut être pris $C = 0,4$ si le sol est lâche et $C = 0,6$ pour un sol dense. Dans le cas de sols non cohésifs avec un coefficient d'uniformité $C_u > 5$, les critères proposés par Giroud (1988) peuvent être utilisés. Si le sol est dense ($I_d > 50\%$) alors :

$$D_1 = 18C_u^{-1.7} d_{85b} \tag{8.141}$$

Si le sol est lâche ($I_d < 50\%$), alors :

$$D_1 = 9C_u^{-1.7} d_{85b} \tag{8.142}$$

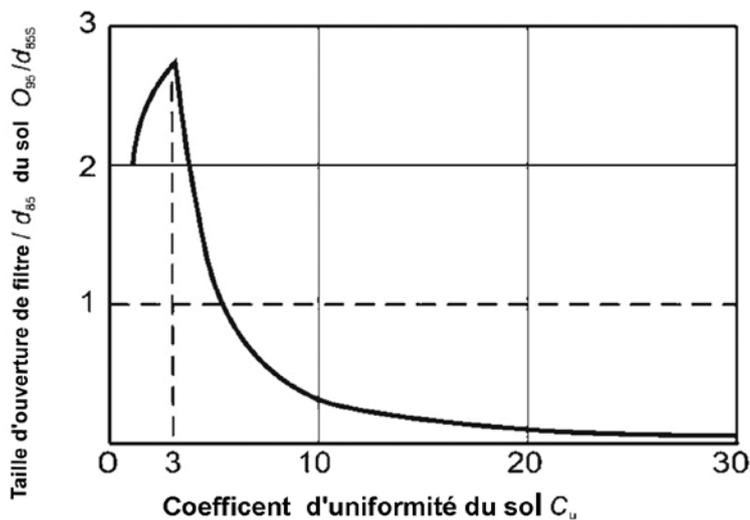


Figure 8.72 Critère de rétention pour les filtres géotextiles dans le cas de sols denses (d'après Giroud, 1982)

Exigences de perméabilité

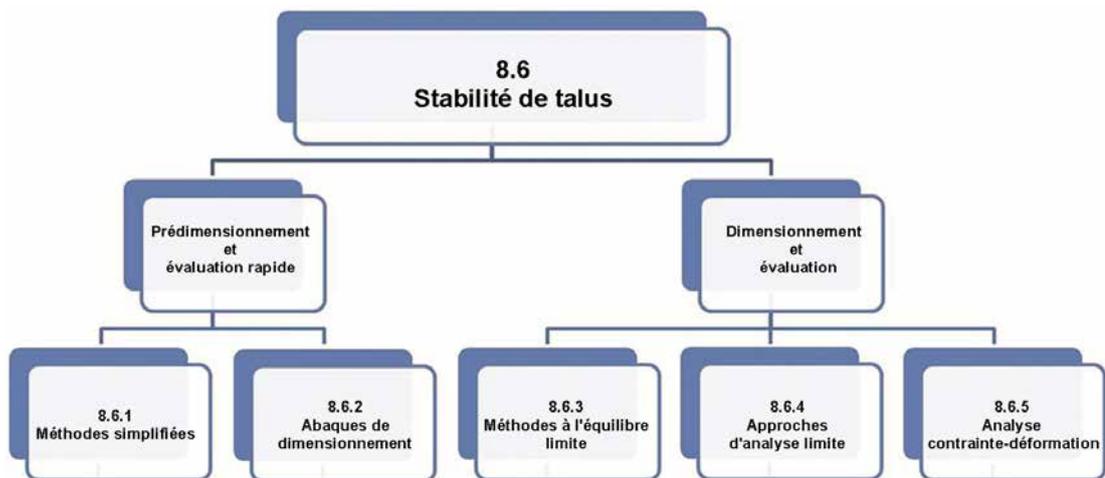
Étant donné que la perméabilité du géotextile peut être considérablement réduite au cours de sa durée de vie (blocage, colmatage, etc), les valeurs cibles de la perméabilité sont généralement bien plus élevées que celles requises pour les filtres granulaires. Les exigences de perméabilité sont définies en termes de ratio de perméabilité comme indiqué dans le tableau 8.24)

Tableau 8.24 Exigences de perméabilité pour les filtres géotextiles

Type de structure	K/k_b
Structures de protection côtières	≥ 100
Structures hydrauliques	≥ 100
Tranchée drainante classique	≥ 10

Il est important de mentionner que les valeurs minimales correspondent aux valeurs réduites sur le long terme.

8.6 STABILITÉ DES PENTES



Le glissement des talus est la forme la plus fréquente des instabilités rencontrées pour les digues et sera détaillé dans cette section suivant le logigramme ci-dessus. C'est un phénomène 3D durant lequel un certain volume de sol descend le long du talus sous l'effet de la gravité et/ou d'autres actions externes. La masse qui glisse est délimitée au-dessus par la surface du talus et en-dessous par une surface de glissement (cf. figure 8.73) caractérisée par une discontinuité du champ de contraintes et de vitesses (c'est en fait une zone de transition suffisamment fine pour être considérée comme une surface en comparaison du volume de sol glissant).

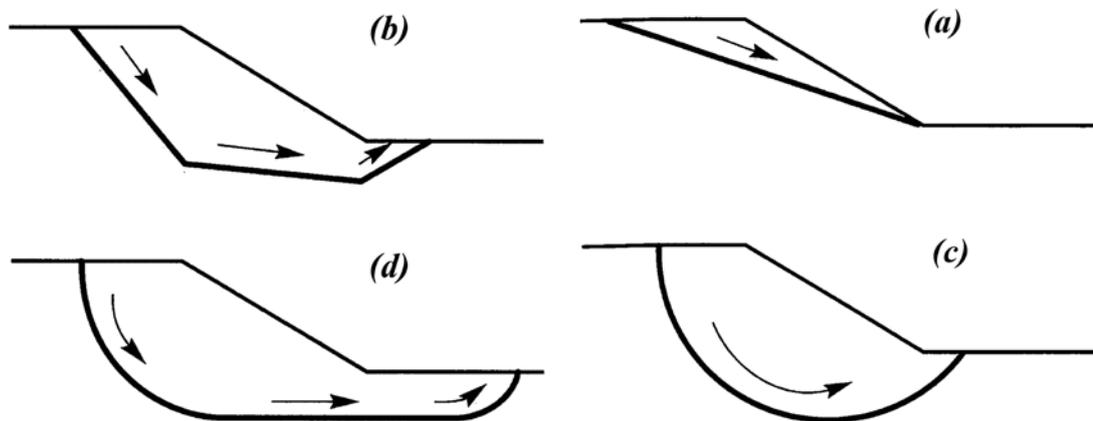


Figure 8.73 Géométries classiques des surfaces de glissement : surface plane (a), surface multi-plane (b), surface circulaire (c), surface non-circulaire (d)

L'analyse théorique de la stabilité de pentes homogènes (Baker et Garber, 1978) conduit à la détermination de deux familles de surfaces possibles de glissement. La première est une ligne rectiligne et la seconde une spirale logarithmique. En réalité le cas homogène est marginal et les surfaces de rupture présentent souvent des formes différentes qui dépendent principalement de la forme géométrique, du contexte géotechnique et des conditions hydro-géologiques.

Méthodes d'analyse de stabilité des pentes

Les procédures pour l'analyse de la stabilité des pentes sous des conditions statiques sont bien connues. Actuellement les méthodes les plus courantes pour l'analyse de la stabilité statique des pentes sont :

- l'analyse de l'équilibre limite ;
- l'analyse contraintes-déformations.

La comparaison théorique et pratique de quelques approches est fournie dans la littérature (Jiang et Magnan, 1997, Yu *et al.*, 1998, et Duncan, 1996). Ces approches partagent des caractéristiques communes, et des contextes théoriques différents, qui doivent être compris par les ingénieurs qui utilisent ces méthodes.

Analyse 2D vs 3D

La plupart des méthodes de calcul de stabilité de pente ont été développées en 2D et étendues en 3D. En dépit d'une représentation plus précise de la surface de rupture *via* l'analyse 3D, certains arguments jouent en faveur de l'utilisation des modèles 2D.

D'un point de vue théorique, pour une pente donnée, le facteur de sécurité des modèles 3D excède généralement celui des modèles 2D (Cavounidis, 1987). D'un point de vue pratique, Duncan (1996) a montré que ce résultat théorique était généralement vérifié sur des cas réels et que, dans les publications semblant démontrer le contraire, des inexactitudes significatives et des hypothèses simplificatrices conduisaient à négliger des aspects importants du problème. En particulier, il est noté qu'en 2D, un facteur de sécurité est calculé pour la section la plus critique. Ici, l'utilisation d'une règle telle qu'une augmentation de 10 % pour compenser les effets 3D non considérés, n'est, dans tous les cas, pas recommandée, le ratio entre les deux pouvant varier de 1,0 à plus de 1,4 (Morgenstern, 1992, et Hungr *et al.*, 1989).

De plus, la validité de méthodes de calcul de stabilité 2D a été démontrée par les analyses inverses réalisées sur des cas réels et sur des modèles réduits, aussi bien que par l'utilisation massive de ces méthodes dans des applications pratiques. D'un point de vue numérique, cette généralisation aux modèles 3D est plus consommatrice en ressources et implique de produire des hypothèses complémentaires (à part pour les méthodes numériques), qu'il peut être difficile de calibrer et qui posent des problèmes supplémentaires de convergence numérique.

Pour toutes ces raisons, le problème de stabilité de pente est généralement simplifié en un problème 2D en supposant des déformations planes. Dans ce manuel, des références et des techniques ont été développées pour un problème plan. Cependant, l'analyse 2D peut nécessiter un regard critique lors de l'estimation de la résistance de certains matériaux à travers une analyse inverse (par exemple, dans le diagnostic d'une digue existante). Négliger les effets tridimensionnels dans le cas où ceux-ci sont significatifs peut aboutir à une sérieuse surestimation de la résistance calculée.

Analyse en contrainte effective vs analyse en contrainte totale

Pour des conditions de chargement et de drainage données, la réponse du sol peut être considérée comme drainée ou non drainée. En condition non drainée, l'analyse doit être effectuée en contrainte totale, en considérant les paramètres de cisaillement non drainés. En condition drainée, l'analyse est menée en contrainte effective, en considérant les paramètres de cisaillement effectifs.

Étant donné que les méthodes d'analyse de stabilité de pente ne présument pas du type d'analyse effectuée, le calcul peut être mené avec les paramètres de résistance en situation soit drainée soit non drainée (Duncan 1996).

Incertitudes des méthodes

Le niveau d'incertitude lié à la mise en œuvre d'une méthode de calcul de stabilité de pente dépend des incertitudes associées :

- à l'évaluation de paramètres d'entrée : le modèle géologique de la fondation, les propriétés de résistances des différents matériaux, la pression interstitielle, la géométrie du profil, etc. ;
- à la méthode d'analyse ;
- au degré de compréhension du programme par l'ingénieur et à sa capacité à interpréter les résultats pour éviter les erreurs et mauvaises utilisations.

Dans la plupart des cas, les incertitudes liées à la définition de la géométrie, des pressions interstitielles, des propriétés du sol sont supérieures à celles qui résultent des approximations propres à la méthode analytique. Dans cette section, il est présupposé qu'a été faite une évaluation la plus précise possible

de la géométrie et du modèle géologique et que les valeurs caractéristiques de chaque couche de sol ont été déterminées (cf. chapitre 7). Les conditions d'analyse de la stabilité et le choix des paramètres de cisaillement à utiliser sont aussi supposés avoir été convenablement déterminés (cf. chapitre 9). Les outils concernant la détermination de la pression interstitielle de l'eau sont abordés dans différentes sections : l'obtention d'une pression interstitielle liée aux processus de consolidation est traitée à la section 8.7 concernant l'analyse des tassements et la pression interstitielle induite par le chargement cyclique des vagues est discutée à la section 8.3.2.

Dans les sections suivantes, l'accent est mis sur la présentation des méthodes d'analyse en terme de stabilité des pentes pour fournir des éléments de sélection de la méthode la plus appropriée selon le besoin et les outils correspondants. Les différentes méthodes sont présentées, de manière graduée, de la plus simple (diagrammes de stabilité et méthodes simplifiées) à la plus complexe (analyse numérique).

8.6.1 Méthodes simplifiées

Les méthodes simplifiées peuvent être utilisées comme outils de vérification préliminaire dans le cas de digues fondées sur des sols mous. Elles devraient être complétées par des méthodes à l'équilibre limite ou de calculs en contraintes-déformations selon les normes géotechniques en vigueur.

8.6.1.1 Approche de la poussée des terres au repos

La méthode K_0 (pression des terres au repos) peut être utilisée pour évaluer le potentiel d'étalement latéral et de glissement horizontal d'un remblai, comme indiqué à la figure 8.74.

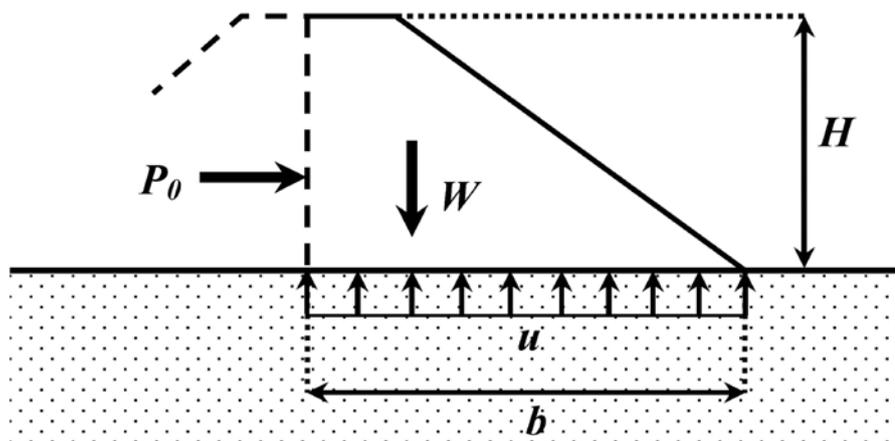


Figure 8.74 Approche K_0 pour l'analyse de la stabilité

La méthode compare la pression des terres au repos, P_0 , appliquée sur un plan vertical traversant le remblai à la résistance au cisaillement à la base du remblai. La méthode K_0 n'est pas une méthode à l'équilibre limite à proprement parler, les pressions des terres au repos étant calculées indépendamment de n'importe quelles conditions d'équilibre et comparées ensuite à la résistance au cisaillement. Le facteur de sécurité est exprimé tel que :

$$F_s = 2 \frac{cb + (W - ub) \tan \varphi}{K_0 \gamma H^2} \quad (8.143)$$

où :

- c = la cohésion au contact remblai-fondation (kPa)
- φ = l'angle de frottement au contact remblai-fondation (°)
- u = la pression interstitielle de l'eau moyenne au contact remblai-fondation (kPa)
- K_0 = coefficient de poussée des terres au repos

- γ = le poids volumique du remblai (kN/m³)
 b = la demi-largeur de la digue (m)
 H = la hauteur de la digue au-dessus de sa fondation (m)

Afin d'assurer qu'un remblai a un facteur de sécurité satisfaisant selon cette analyse, il faut limiter la déformation des matériaux du remblai quand deux matériaux ou plus ont des comportements en contraintes-déformations significativement différents. Un exemple d'application commune est celui d'une digue avec un noyau argileux.

8.6.1.2 Critère de capacité portante

Le concept de capacité portante de la fondation fait référence à un critère de rupture au cisaillement de la fondation par poinçonnement. Ces ruptures du sol de fondation sont caractérisées par le fait que le remblai s'affaisse avec mise en traction. La rupture de la fondation est générale parce qu'elle concerne la largeur entière du remblai. Le mode de rupture est semblable à celui qui peut se produire sous une fondation superficielle et peut être étudié comme tel.

Les méthodes de capacité portante sont limitées aux fondations homogènes pour lesquelles des équations de capacité portante simples sont applicables. Ces méthodes sont aussi utilisées pour évaluer la stabilité à court terme, non drainée, de remblais reposant sur des fondations en argile molle, saturée. Ces méthodes sont seulement destinées aux analyses préliminaires et au contrôle d'analyses plus rigoureuses.

Cette approche ne tient pas compte de la résistance au cisaillement du remblai et est conservatrice à cet égard. La résistance au cisaillement du matériau de remblai étant méconnue, les questions sur l'incompatibilité du comportement en contraintes-déformations du remblai et de sa fondation ne sont pas soulevées. Bien que des précisions sur les approximations puissent être apportées, cette approche ne doit pas être considérée comme pouvant se substituer à des analyses de stabilité détaillées.

Quand de nouvelles digues ou des projets de surélévation de digues existantes sont étudiés, la phase la plus critique se trouve en général en fin de construction (situation à court terme). Le contrôle de stabilité suppose une construction instantanée du remblai, sans dissipation des pressions interstitielles dans la fondation : les caractéristiques non drainées, à court terme, doivent être prises en compte.

L'état limite de capacité portante est défini selon la même méthodologie que celle concernant la stabilité de fondations superficielles rigides, en considérant la contrainte verticale dimensionnante $q = \gamma H$. La pression limite sur un sol de cohésion non drainée c_u peut être écrite :

$$q_f = N_c c_u \quad (8.144)$$

où :

- N_c = un facteur dépendant de b/t
 b = la demi-largeur du remblai (m)
 t = l'épaisseur de la fondation cohésive

Plusieurs auteurs ont établi des facteurs de capacité portante (Prandtl, Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, Mandel et Salençon, etc.) en fonction du poids volumique, de la cohésion et de l'angle de frottement d'une couche de sol uniforme semi-infinie, généralement dans le cas d'une fondation superficielle rigide. Michalowski (1993) a proposé une solution prenant en compte une épaisseur finie de fondation cohésive t . La condition d'interface au contact entre le sol de fondation mou et le remblai est caractérisée par le paramètre χ défini comme :

$$\chi = \frac{\tau_m}{c_u} \quad (8.145)$$

où τ_m est la contrainte de cisaillement moyenne à la base du remblai et la rugosité du contact sol/moustratum est caractérisée par le paramètre κ défini comme :

$$\kappa = \frac{c_0}{c_u} \quad (8.146)$$

où :

c_0 la résistance au cisaillement à l'interface.

Le facteur de capacité portante N_c peut ensuite être déterminé à partir de la figure 8.75, qui montre que pour une interface de contact parfaite entre le remblai et sa fondation ($\chi = 0$) et une couche de fondation semi-infinie ($b/t = 0$), le facteur N_c prend la valeur classique de $\pi + 2$.

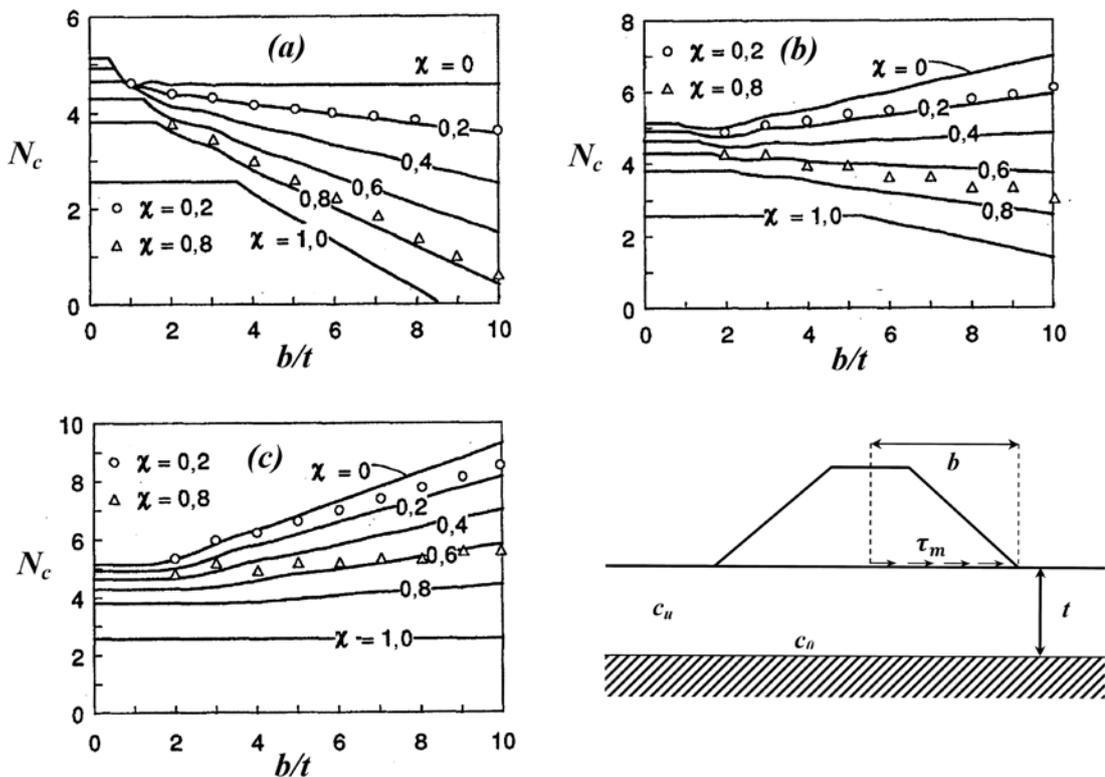


Figure 8.75 Charge limite sans dimension q/c pour des charges horizontales extérieures sur la couche de fondation, sol homogène : fondation homogène constituée de sol mou (a), contrainte à l'interface égale à la moitié de la résistance au cisaillement du sol (b), base parfaitement rugueuse (c). Les lignes pleines indiquent la solution numérique et les points la solution analytique (d'après Michalowski, 1993)

8.6.2 Abaques de dimensionnement

Les abaques de stabilité sont un moyen d'analyse rapide de la stabilité de pente. Ils peuvent être utilisés pour des analyses préliminaires, pour vérifier des analyses détaillées ou complètes. Ils sont particulièrement utiles pour faire des comparaisons entre différentes alternatives, parce qu'ils fournissent des réponses rapidement. La fiabilité des abaques de stabilité est en général aussi bonne que celle des méthodes d'évaluation des résistances au cisaillement.

Dans cette section, les abaques sont présentés pour quatre types de pentes :

- pentes dans des sols avec $\varphi = 0^\circ$ et contrainte uniforme sur toute la hauteur de la couche de sol ;
- pentes dans des sols avec $\varphi > 0^\circ$ et $c > 0$ kPa et contrainte uniforme sur toute la hauteur de la couche de sol ;

- pentes infinies dans des sols avec $\varphi > 0^\circ$ et $c = 0$ kPa et dans des sols avec $\varphi > 0^\circ$ et $c > 0$ kPa ;
- pentes dans des sols avec $\varphi = 0^\circ$ et contrainte augmentant linéairement avec la profondeur.

En utilisant des hypothèses sur la géométrie de la pente et en sélectionnant soigneusement les propriétés du sol, ces solutions peuvent être appliquées à des pentes non homogènes.

Procédure de pondération

Par souci de simplification, les abaques sont développés pour des sols homogènes avec des pentes simples. Pour appliquer ceux-ci aux conditions complexes, il est nécessaire de rapprocher les conditions réelles d'une pente simplifiée. La méthode la plus efficace pour développer un profil de pente simple pour l'analyse est de commencer avec une coupe transversale de la pente dessinée à l'échelle. À partir de cette coupe transversale, il faut ensuite dessiner une pente géométriquement simple qui se rapproche aussi étroitement que possible de la pente réelle.

Pondération de la contrainte de cisaillement

Pour moyenner les contraintes de cisaillement, il est utile de connaître l'emplacement de la surface de glissement critique. Les abaques de cette section permettent d'évaluer la position du cercle critique. Les contraintes moyennes sont calculées en dessinant le cercle critique sur la pente. Les angles entre le rayon du cercle tangent et l'interface entre les couches sont mesurés avec un rapporteur. Ils sont utilisés comme facteur de pondération pour calculer les contraintes moyennes pondérées, c^* et φ^* comme suit :

$$c^* = \frac{\sum \theta_i c_i}{\sum \theta_i} \quad (8.147)$$

$$\varphi^* = \frac{\sum \theta_i \varphi_i}{\sum \theta_i} \quad (8.148)$$

où :

c^* = la cohésion moyenne (kPa)

φ^* = l'angle de frottement interne moyen ($^\circ$)

θ_i = l'angle au centre de l'arc tangent, mesuré à partir du centre du cercle de rupture estimé dans la zone i ($^\circ$)

c_i = la cohésion dans la zone i (kPa)

φ_i = l'angle de frottement interne dans la zone i ($^\circ$)

Pour moyenner les poids volumiques utilisés, il est généralement suffisant d'utiliser l'épaisseur de couche comme facteur de pondération selon l'expression suivante :

$$\gamma^* = \frac{\sum h_i \gamma_i}{\sum h_i} \quad (8.149)$$

où :

γ^* = le poids volumique moyen (kN/m³)

γ_i = le poids volumique de la couche i (kN/m³)

h_i = l'épaisseur de la couche i (m)

Les poids volumiques devraient être pondérés seulement jusqu'à la profondeur du bas du cercle critique. Si le matériau situé sous le pied de talus a un angle de frottement nul, $\varphi = 0^\circ$, le poids volumique devrait être moyenné seulement sous le pied de talus, jusqu'à ce que le poids volumique du matériau sous le pied de talus n'ait plus aucun effet sur la stabilité dans ce cas.

Utilisation des abaques

Les diagrammes de stabilité de pente ont été développés par Janbu (1973) :

- pour des sols purement cohésifs, cf. figure 8.76 ;
- pour des sols avec $\varphi > 0^\circ$, cf. figure 8.77
- pour des sols frottants se référer aux diagrammes fournissant des facteurs d'ajustement pour les surcharges en haut de talus comme montré à la figure 8.78
- des abaques fournissant des facteurs d'ajustement pour la submersion et les infiltrations sont présentés à la figure 8.79
- des abaques fournissant des facteurs d'ajustement pour représenter des fentes de tension sont présentés à la figure 8.80

D'abord, l'ingénieur doit décider quels cas doivent être examinés. Pour des conditions de sol uniformes, le cercle critique passe par le pied de talus si la pente est plus raide que 1H/1V. Pour des pentes plus douces, le cercle critique s'étend en général en dessous du pied et tangente le substratum en profondeur. Le diagramme de la figure 8.76 peut être utilisé pour calculer les facteurs de sécurité pour des cercles s'étendant à n'importe quelle profondeur. De multiples possibilités doivent être analysées, pour s'assurer que le cercle critique global et le facteur de sécurité minimal global ont été trouvés. Les critères suivants peuvent être utilisés pour déterminer les configurations à étudier :

- si une couche de sol est moins résistante que celles qui la surmontent, le cercle critique peut être tangent à la base de la couche sous-jacente. Cela s'applique aux couches au-dessus et en dessous du pied de talus ;
- si une couche de sol est plus résistante que celles qui la surmontent, le cercle critique peut être tangent à la base de l'une ou de l'autre et les deux possibilités doivent être examinées. Cela s'applique aux couches au-dessus et en dessous du pied de talus.

Les étapes suivantes sont effectuées pour chaque cercle :

- calculer le facteur de profondeur $d = D/H$ où D est la profondeur à partir du pied de la pente au point le plus bas du cercle de glissement et H la hauteur du talus au-dessus du pied. La valeur de d est 0 si le cercle ne passe pas en dessous du pied de talus. Si le cercle analysé est entièrement au-dessus du pied de talus, son point d'interaction avec la pente devrait être pris comme un « pied ajusté » et toutes les dimensions comme D , H et H_w doivent être ajustées en conséquence dans les calculs ;
- trouver le centre du cercle critique en utilisant les abaques du bas de la figure 8.76 ;
- déterminer la valeur de contrainte moyenne pour le cercle considéré, en utilisant la procédure de pondération développée précédemment ;
- calculer la quantité P_d en utilisant la formule :

$$P_d = \frac{\gamma H + q + \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} \quad (8.150)$$

où :

- γ = le poids volumique moyen d'un sol homogène (kN/m³)
- H = la hauteur de pente au-dessus du pied de talus (m)
- q = la surcharge (kPa)
- γ_w = le poids volumique de l'eau (kN/m³)
- H_w = la hauteur d'eau extérieure au-dessus du pied de talus (m)
- μ_q = le facteur d'ajustement de surcharge (-), cf. figure 8.78

μ_w = le facteur d'ajustement de submersion (-), cf. figure 8.79

μ_t = le facteur d'ajustement de fentes de tension (-), cf. figure 8.80

- utiliser l'abaque en haut de la figure 8.76 pour déterminer la valeur de l'indice de stabilité, N_0 , qui dépend de l'angle de la pente, β , et de la valeur de d . Le facteur de sécurité peut être évalué suivant la formule :

$$F_s = N_0 \frac{c}{P_d} \tag{8.151}$$

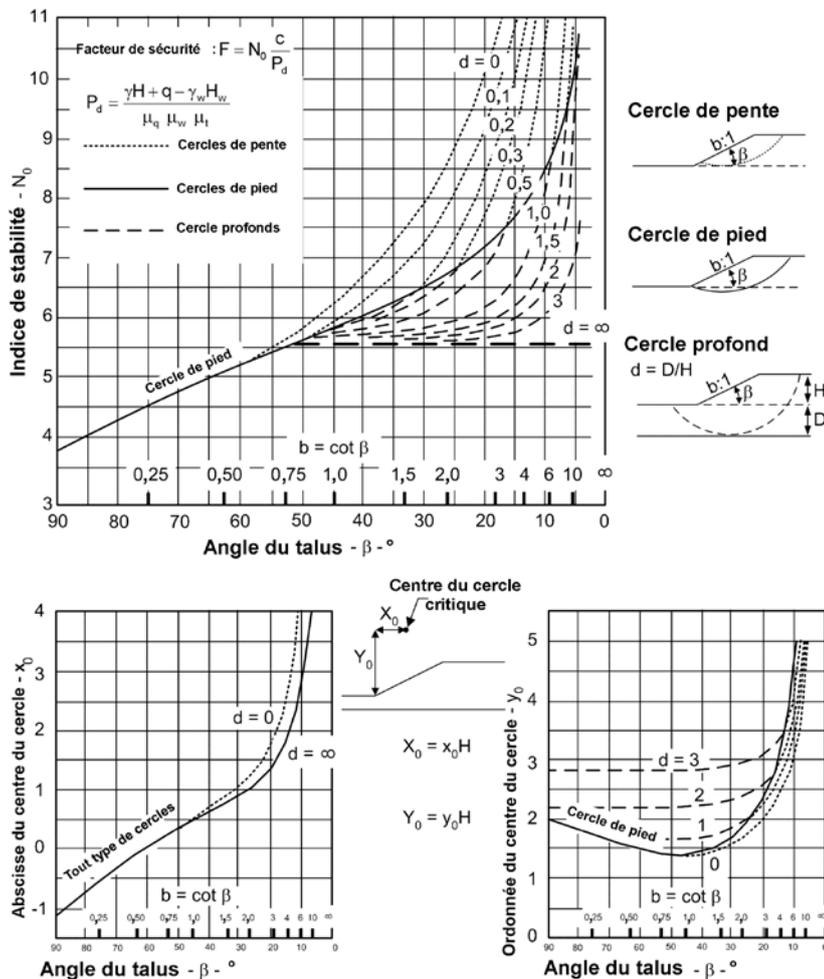


Figure 8.76 **Abaque de stabilité de pente pour des sols purement cohésifs** (d'après USACE, 2003)

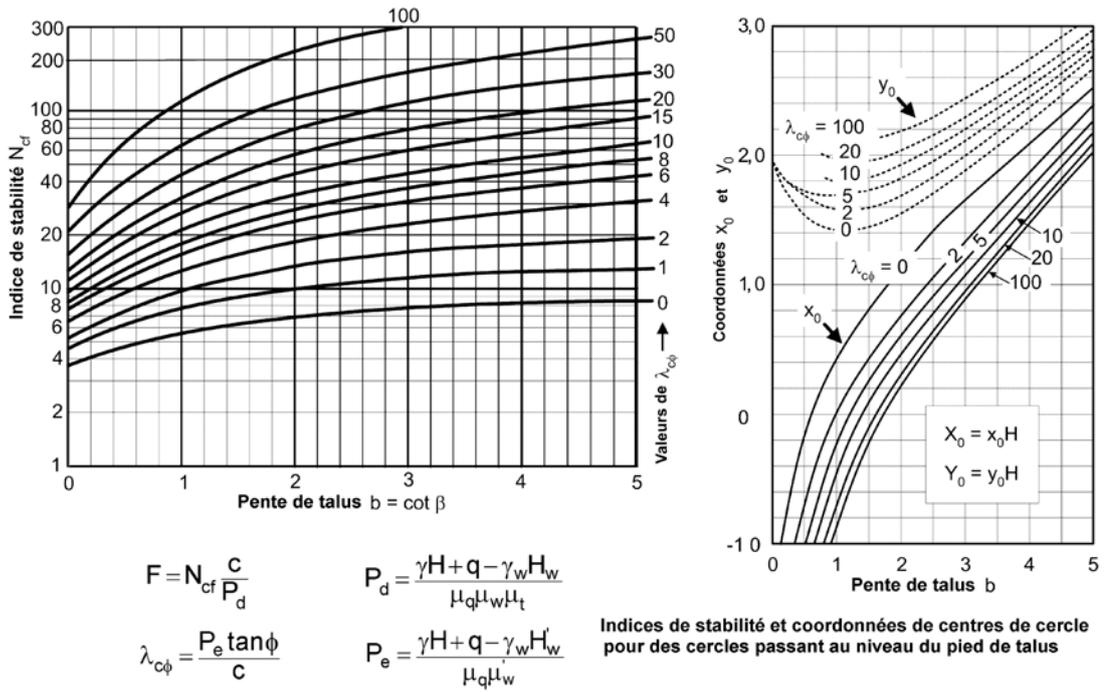


Figure 8.77 **Abaque de stabilité de pente pour des sols avec $\phi > 0^\circ$** (d'après USACE, 2003)

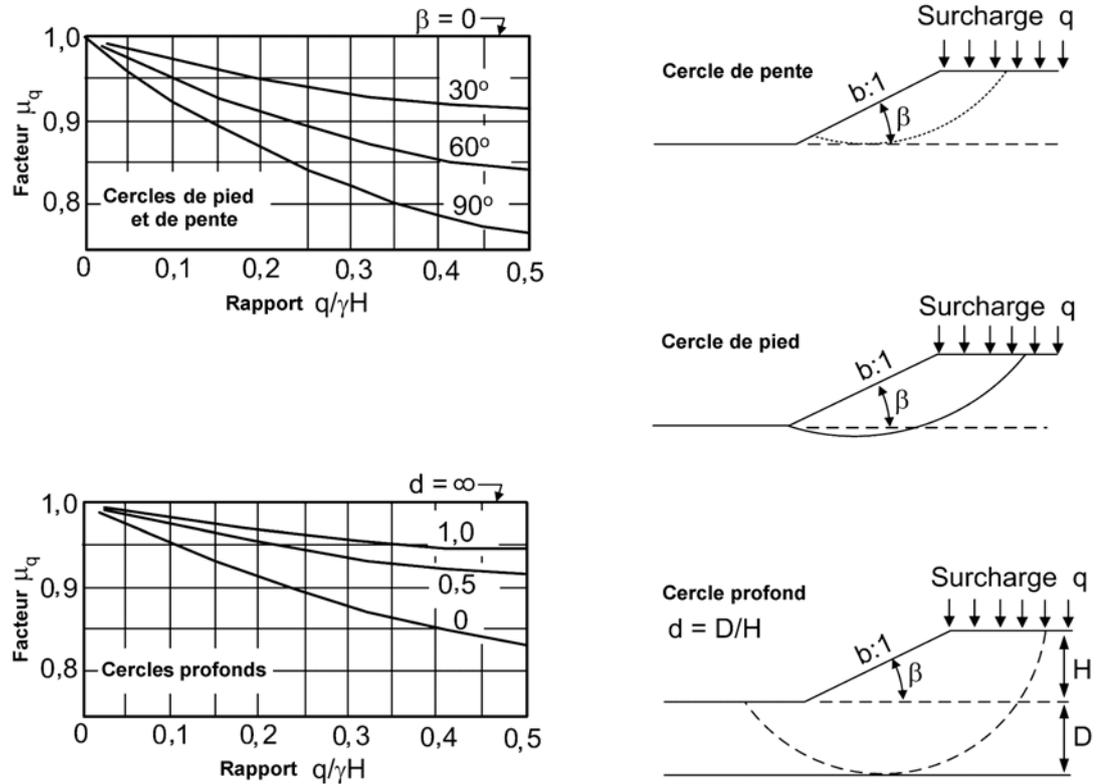


Figure 8.78 **Facteurs d'ajustement de surcharge** (d'après USACE, 2003)

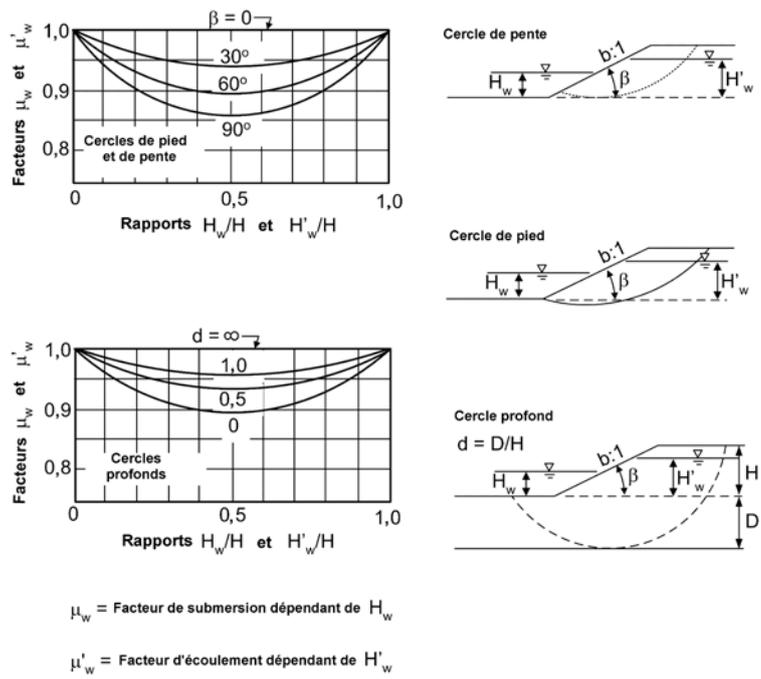


Figure 8.79 Facteurs d'ajustement de submersion et d'infiltration (d'après USACE, 2003)

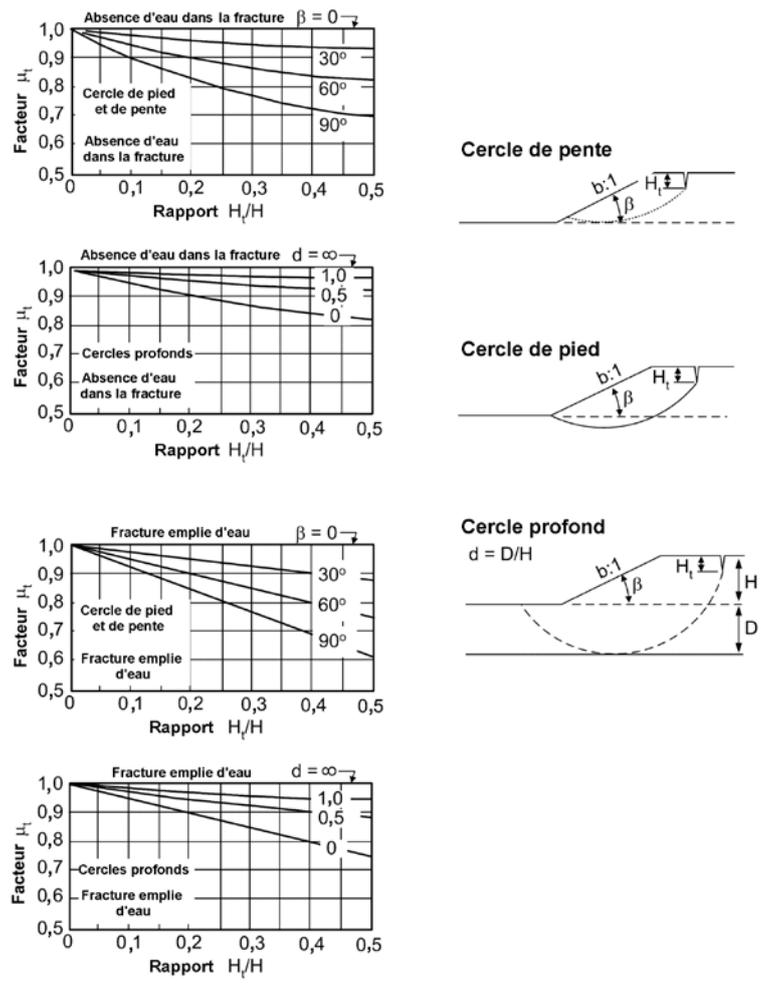


Figure 8.80 Facteurs d'ajustement de fente de tension (d'après USACE, 2003)

Pour des sols frottants, on doit calculer le paramètre P_d et calculer ensuite le paramètre P_e en utilisant la formule :

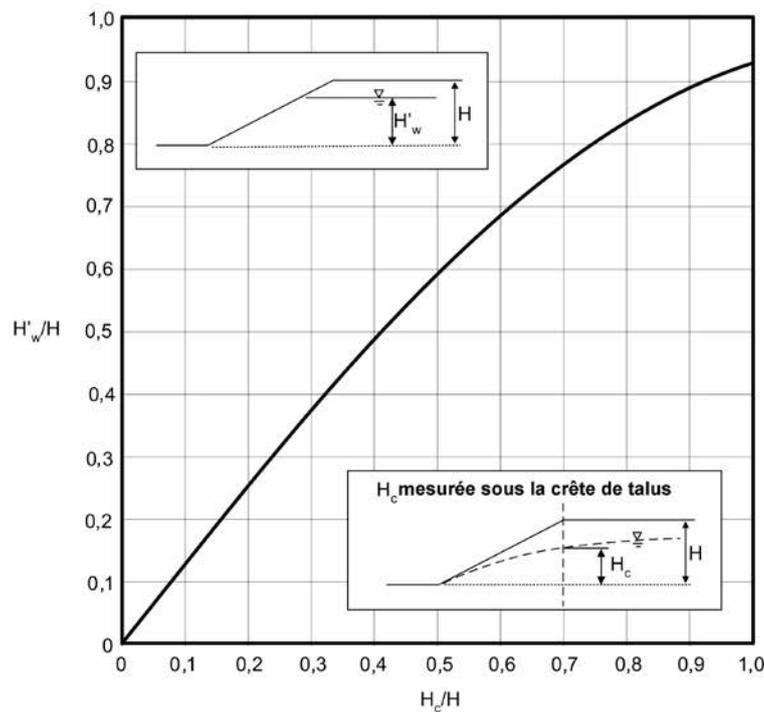
$$P_e = \frac{\gamma H + q + \gamma_w H'_w}{\mu_q \mu'_w} \quad (8.152)$$

où :

H = la hauteur d'eau dans le talus (m)

μ'_w = le facteur de correction d'infiltration (-)

H'_w = le niveau piézométrique moyen dans le talus. Dans des conditions d'écoulement permanent, celui-ci est lié à la position de la nappe phréatique à proximité de la crête de talus comme indiqué à la figure 8.81. Si le cercle étudié passe au-dessus du pied de talus, H'_w est mesuré à partir du « pied ajusté ».



A partir de H_c/H , déterminer H'_w/H

Figure 8.81 Facteur d'ajustement de l'écoulement permanent pour des sols avec $\varphi > 0^\circ$ (d'après Duncan et al, 1987)

Les valeurs par défaut des facteurs d'ajustement sont $\mu'_w = 1$, s'il n'y a aucun suintement et $\mu_q = 1$, s'il n'y a aucune surcharge. Dans une analyse en contrainte totale, la pression interstitielle de l'eau n'est pas considérée, donc $H'_w = 0$ et $\mu'_w = 1$ dans la formule pour P_e . Calculez le paramètre sans dimension P_e en utilisant la formule :

$$\lambda_{c\varphi} = P_e \frac{\tan \varphi}{c} \quad (8.153)$$

où :

φ = valeur moyenne de φ (°)

c = valeur moyenne de c (kPa)

Alors, il est possible d'évaluer le facteur de sécurité, F_s , en utilisant la formule :

$$F_s = N_{cf} \frac{c}{P_d} \quad (8.154)$$

8.6.3 Méthodes à l'équilibre limite

La méthode d'analyse à l'équilibre limite est la méthode la plus répandue pour des calculs de stabilité de pente. Un avantage majeur de cette approche est que des profils de sols complexes, des écoulements et une variété de conditions de charge peuvent être facilement traités. En utilisant une condition d'équilibre global, l'approche de l'équilibre limite est purement statique et néglige la plasticité du sol. Il est supposé que le talus peut rompre par glissement d'une masse de sol sur une surface de rupture. Ces méthodes ont été largement utilisées pour évaluer la stabilité de pentes naturelles ou artificielles. Elles ont successivement été développées pour traiter les surfaces de glissement circulaires ou de formes arbitraires. Les caractéristiques communes des méthodes à l'équilibre limite sont les suivantes :

- le problème est considéré en 2D ;
- le critère de rupture de Mohr-Coulomb est admis ;
- le facteur de sécurité est défini, en référence à une surface de glissement donnée, comme un ratio entre la résistance au cisaillement du sol et la contrainte de cisaillement qui lui est appliquée ;
- la contrainte au niveau de la surface de glissement est mobilisée de manière à amener le corps glissant à son état limite. La pente globale et chaque partie de celle-ci sont dans un équilibre statique ;
- l'estimation du facteur de sécurité est basée sur des équations d'équilibre de force et/ou de moment.

Si le sol à la rupture est supposé rigide et parfaitement plastique, les mécanismes d'affaissement définis par la méthode à l'équilibre limite sont généralement inadmissibles d'un point de vue cinétique. De plus, le champ de force n'est pas statique et seule une condition d'équilibre global est satisfaite (plutôt qu'une condition d'équilibre à chaque point dans le sol). Les différentes méthodes à l'équilibre limite peuvent être réparties en trois groupes :

1. **Méthodes analytiques et graphiques** : méthodes résolues (même manuellement) sur la base d'une forme simple de surface de glissement. Ce sont les méthodes les plus simples, utiles pour de premières d'approximations.
2. **Méthodes en tranches et en blocs** : méthodes résolues itérativement basées sur la décomposition de la masse glissante en tranches ou en blocs et requérant certaines hypothèses quant aux forces d'interface pour résoudre le problème non linéaire.
3. **Méthodes des perturbations** : méthodes résolues sur la base de certaines hypothèses quant à la distribution des contraintes normales le long de la surface de glissement.

Bien que certaines des méthodes présentées (cf. tableau 8.25) ne soient pas largement utilisées, elles sont données pour couvrir la plupart des méthodes mises en œuvre dans les logiciels commerciaux, pour fournir à de multiples utilisateurs des outils utiles pour les analyses de stabilité de pente.

Tableau 8.25 Caractéristiques des procédures à l'équilibre limite

Méthodes		Conditions d'équilibre satisfaites			Forme de la surface de rupture
		V	H	M	
Méthodes analytiques et graphiques	Pente infinie	X	X		plane
	Culmann	X	X		plane
	Suédoise			X	circulaire
	Méthode des blocs	X	X		Trois segments

Méthodes		Conditions d'équilibre satisfaites			Forme de la surface de rupture
		V	H	M	
Méthodes des tranches	Fellenius	X		X	circulaire
	Bishop simplifiée	X		X	circulaire
	Méthode de Van	X	X	X	Un segment et deux arcs de cercle
	Carter	X	X		quelconque
	Janbu simplifiée	X	X		quelconque
	USACE	X	X		quelconque
	Lowe-Karafiath	X	X		quelconque
	Spencer	X	X	X	quelconque
	Morgenstern-Price	X	X	X	quelconque
	Janbu rigoureux	X	X	X*	quelconque
Méthode multi-bloc	Sarma	X	X	X	quelconque
Méthode des perturbations	Bell, Faure, Zhu	X	X	X	quelconque non plane

Remarques

V = équilibre vertical, H = équilibre horizontal, M = équilibre du moment global

* : équilibre du moment satisfait pour chaque tranche individuelle

Quelques méthodes d'analyse de stabilité de pente se basent sur le calcul variationnel. Cependant, au vu de résultats pratiques et théoriques critiquables (Duncan, 1996), il apparaît que ces méthodes n'ont pas abouti d'un point de vue pratique. De plus, cette technique est mathématiquement complexe et très peu d'outils de calcul utilisant ce type d'approche existent. C'est pourquoi ce manuel n'explique pas les détails théoriques de cette approche.

En raison de la nature approximative et arbitraire des analyses à l'équilibre limite, la précision des solutions est souvent mise en cause. Cependant, les méthodes à l'équilibre limite ont montré une grande exactitude dans l'ingénierie géotechnique avec des procédures de justification et des directives faisant en grande partie référence aux facteurs de sécurité exigés, calibrés pour cette approche (USACE, 2003).

8.6.3.1 Méthodes analytiques et graphiques

- **Modèle de pente infinie**

Cette méthode suppose que la pente a une extension latérale infinie et que le glissement arrive le long d'une surface plane parallèle à la surface de la pente. La résolution du problème exige un équilibre vertical et horizontal du bloc vertical comme indiqué sur la Figure 8.82. Le facteur de sécurité peut être exprimé par :

$$F_s(z) = \frac{c + \gamma z (1 - k \tan \beta) \cos^2 \beta \tan \varphi}{\gamma z \cos \beta (\sin \beta + k \cos \beta)} \quad (8.155)$$

où :

z = la profondeur du sol (m)

β = l'inclinaison de la pente par rapport à l'horizontale (°)

c = la cohésion du sol (kPa)

φ = l'angle de frottement du sol (°)

γ = le poids volumique du sol (kN/m³)

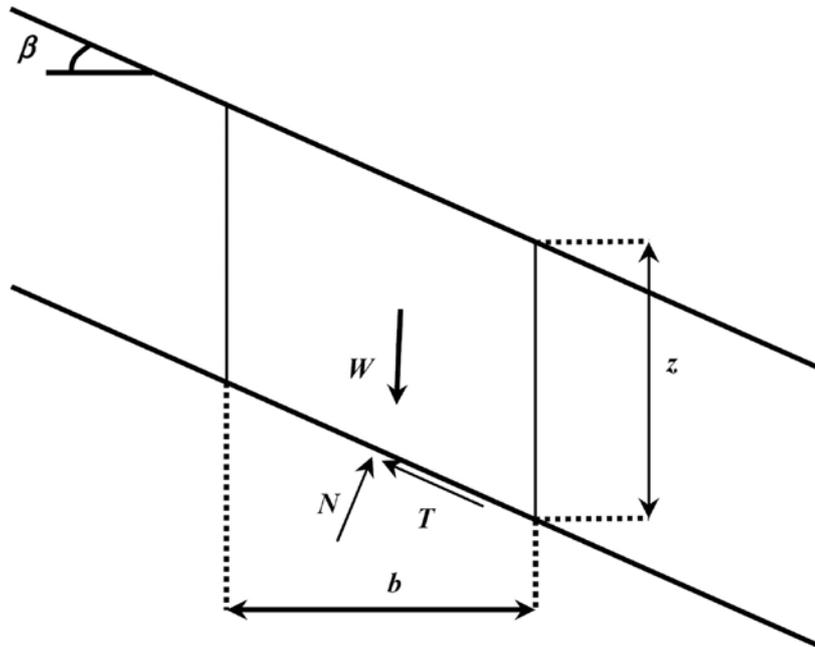


Figure 8.82 **Modèle de pente infinie**

Les pentes réelles ne sont pas infinies en haut et en bas. Quand l'épaisseur de la masse glissante n'est pas négligeable par rapport à sa longueur, des blocs actifs et passifs peuvent être introduits.

Méthode de Culmann

L'analyse est basée sur l'hypothèse que la rupture d'une pente arrive le long d'un plan quand la force de cisaillement moyenne nécessaire à provoquer le glissement est supérieure à la résistance au cisaillement du sol (cf. figure 8.83). Il faut considérer une surface de rupture définie par un angle θ avec le plan horizontal, le plan de longueur l délimitant une masse glissante et le poids associé W dépendant de l'angle θ , le facteur de sécurité peut être exprimé par :

$$F_s(\theta) = \frac{cl(\theta) + (W(\theta) \cos \theta - U(\theta)) \tan \varphi}{W(\theta) \sin \theta} \tag{8.156}$$

où U est la pression d'eau appliquée sur la surface de rupture.

Le facteur de sécurité minimal est obtenu quand la dérivée de la fonction du facteur de sécurité devient nulle.

Ce critère définit l'angle optimum θ^* donnant le facteur de sécurité minimal $F_s(\theta^*)$.

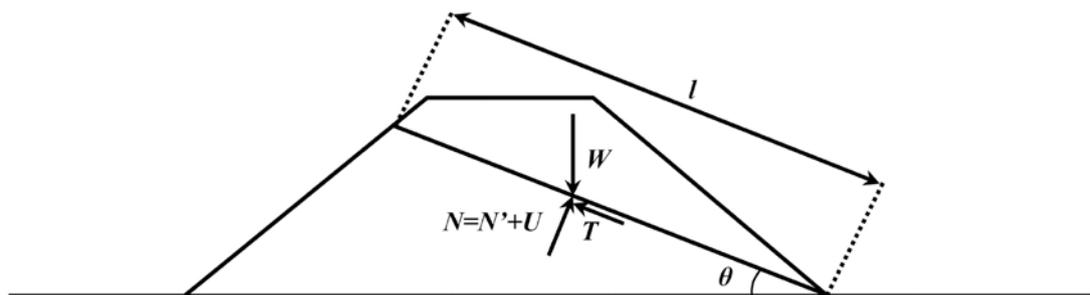


Figure 8.83 **Modèle de Culmann pour une surface de glissement plane**

Méthode suédoise

Cette méthode est l'analyse circulaire la plus simple utilisée pour analyser la stabilité à court terme pour des pentes homogènes et non-homogènes. Il est supposé qu'un bloc cylindrique rigide rompt par rotation à partir de son centre (x_G, y_0) et le sol est supposé être purement cohésif ($\varphi = 0^\circ$) (cf. figure 8.84).

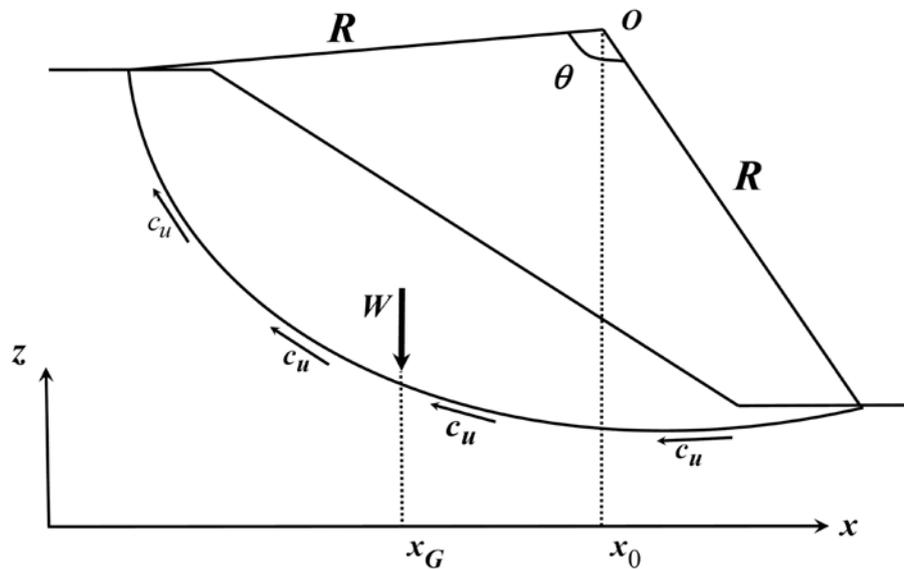


Figure 8.84 Modèle du cercle suédois ($\varphi = 0$)

Le facteur de sécurité est défini en termes de moment d'équilibre :

$$F_s = \frac{c_u R^2 \theta}{W (x_G - x_0)} \quad (8.157)$$

où :

- c_u = la résistance au cisaillement non drainée (kPa)
- R = le rayon de la surface circulaire glissante (m)
- θ = l'angle entre l'entrée et la sortie de la surface de glissement ($^\circ$)
- W = le poids de la masse de sol au-dessus de la surface de glissement (kN)
- x_G = l'abscisse du centre de gravité de la masse de sol (m)

Méthode des blocs

La méthode des blocs suppose que la masse glissante est composée de trois régions, le bloc actif, le bloc central et le bloc passif (cf. figure 8.85). Les forces appliquées aux frontières sont supposées inclinées. La méthode des blocs est en réalité un cas particulier d'équilibre des forces. Elle satisfait entièrement l'équilibre de forces dans les directions verticale et horizontale et ignore l'équilibre des moments.

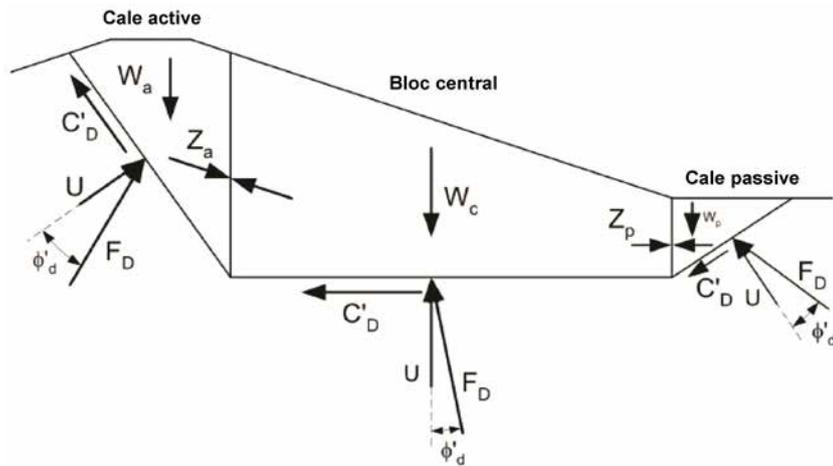


Figure 8.85 Décomposition en blocs de la méthode des blocs

La méthode des blocs a les mêmes limites que les autres procédures d'équilibre des forces. De plus, la forme spécifique « de bloc » de la surface de glissement limite l'utilisation de la procédure aux pentes où les surfaces de glissement de cette forme sont probablement critiques. Les facteurs de sécurité calculés en utilisant la méthode des blocs sont sensibles aux inclinaisons des forces latérales. La méthode des blocs peut être utilisée pour vérifier les solutions de Spencer pour les surfaces non circulaires, en trois parties de cisaillement. Dans ce cas, l'inclinaison latérale de la force est équivalente à celle trouvée par Spencer.

8.6.3.2 Méthodes des tranches

Les méthodes conventionnelles des tranches impliquent la division du corps glissant en n tranches verticales. La figure 8.86 montre les différentes notations utilisées dans la méthodologie.

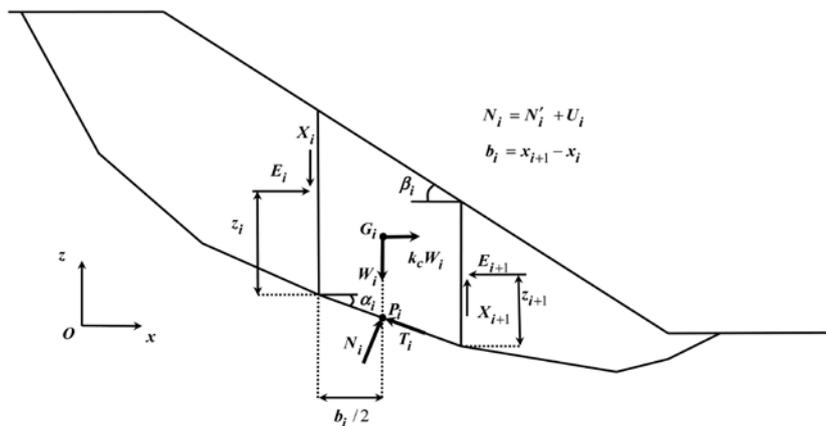


Figure 8.86 Méthode des tranches

Identification de la problématique

La vérification des équilibres verticaux, horizontaux et de moments pour toutes les tranches donne des équations à trois inconnues, qui sont :

- n valeurs de la réaction normale à la base de la tranche N_i
- n valeurs de la localisation de l_i
- $n-1$ valeurs de forces verticales à l'interface entre les tranches X_i
- $n-1$ valeurs de forces horizontales à l'interface entre les tranches E_i

- $n-1$ localisations des forces d'interface z_i
- 1 valeur de facteurs de sécurité F_s

Cependant, d'après le principe d'équilibre limite, les valeurs de réaction tangentielle T_i doivent aussi être prises en compte au niveau de la tranche à l'équilibre limite. Au total, il existe $5n-2$ inconnues. Ainsi, pour plus d'une tranche ou bloc, le nombre d'inconnues excède le nombre d'équations de $2n-2$. Dans les méthodes de tranches conventionnelles, le nombre d'inconnues est réduit en considérant que la réaction normale à la base de la tranche agit au centre de la base ($l_i = b_i/2$), en supposant qu'il introduit très peu d'incertitudes, ce qui est souvent le cas quand les tranches sont étroites. De la même manière, la position horizontale du centre de gravité est souvent supposée être à la verticale du centre de la tranche. Ces suppositions laissent $n-2$ hypothèses significatives requises pour que le nombre d'équations égale le nombre d'inconnues.

La résolution du problème consiste à établir autant d'hypothèses que de conditions d'équilibre sélectionnées pour les vérifier. Les méthodes de tranches diffèrent par :

- les équations statiques utilisées pour dériver l'équation du facteur de sécurité ;
- les hypothèses utilisées pour rendre le problème déterministe.

Les méthodes des tranches sont devenues les méthodes les plus communes en raison de leur capacité à satisfaire des géométries complexes, avec des sols hétérogènes et des conditions de pression interstitielle. Aussi leur mise en œuvre dans des codes commerciaux contribue-t-elle grandement à leur popularité parmi la communauté géotechnique.

Cadre général

À partir du modèle des tranches général représenté à la figure 8.86, les équations suivantes concernant l'équilibre vertical et horizontal de chaque tranche peuvent être écrites :

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - (X_{i+1} - X_i) \quad (8.158)$$

$$N_i \sin \alpha_i - T_i \cos \alpha_i = k_c W_i - (E_{i+1} - E_i) \quad (8.159)$$

La relation entre les forces de réaction normales et tangentielles est donnée par la condition d'équilibre limite selon la définition du facteur de sécurité :

$$T_i = \frac{1}{F_s} \{c_i b_i + (N_i - U_i) \tan \varphi_i\} \quad (8.160)$$

L'équation de la réaction normale peut être exprimée :

$$N_i = \frac{W_i + \frac{1}{F_s} (U_i \sin \alpha_i \tan \varphi_i - c_i b_i) + (X_{i+1} - X_i)}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \varphi_i}{F_s}} \quad (8.161)$$

La condition d'équilibre limite peut être écrite du point de vue d'une force horizontale globale :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \cos \alpha_i \{c_i b_i + (N_i - U_i) \tan \varphi_i\}}{\sum_{i=1}^n \{k_c W_i + N_i \sin \alpha_i\}} \quad (8.162)$$

ou du point de vue d'un moment global :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (y_{P_i} \cos \alpha_i + x_{P_i} \sin \alpha_i) \{c_i b_i + (N_i - U_i) \tan \varphi_i\}}{\sum_{i=1}^n \{W_i (x_{G_i} + k_c y_{G_i}) + N_i (x_{P_i} \cos \alpha_i - y_{P_i} \sin \alpha_i)\}} \quad (8.163)$$

Note

Les hypothèses aux intertranches n'apparaissent pas explicitement dans les conditions d'équilibre global. Cependant, la détermination de la réaction normale, N_j , dépend des hypothèses faites sur les forces intertranches. Les méthodes d'équilibre limite diffèrent selon les hypothèses retenues pour les forces intertranches.

Étant donné que ces hypothèses ont $n-1$ relations de forces intertranches, le problème devient surdéterminé. Quelques méthodes rendent le problème déterminé en vérifiant seulement une des conditions d'équilibre global (en force ou en moment). Mais des méthodes plus rigoureuses introduisent un degré de liberté supplémentaire dans la relation entre les composantes verticales et horizontales des forces intertranches en se basant sur le modèle général :

$$X_i = (\lambda f_i + g_i) E_i \quad (8.164)$$

où $f_i = f(x_i)$ et $g_i = g(x_i)$ sont les fonctions supposées de x et λ , coefficient à déterminer (Chen et Morgenstern, 1983). Les fonctions proposées dans la littérature sont constantes (Spencer, 1967), semi-sinusoïdale (Morgenstern et Price, 1965), semi-sinusoïdale étendue (Zhu *et al.*, 2006), sinusoïdale coupée, trapèze, point de données et autres.

Quelques auteurs ont développé des méthodes utilisant d'autres relations définissant directement une fonction de force de cisaillement intertranches $X_i = \lambda f_i$ (Pan, 1980, Madej, 1984, Correia, 1988). Ces méthodes ne seront pas détaillées car théoriquement il n'y a aucune garantie que le critère de rupture ne soit pas enfreint le long de l'interface entre les tranches et ces méthodes ne sont pas mises en œuvre dans les codes commerciaux. Finalement, il faut mentionner la méthode de Sarma (Sarma, 1973), qui considère toutes les équations d'équilibre et suppose que chaque interface est aussi à l'équilibre limite. La procédure de résolution peut être analogue à celles de Morgenstern et Price. La résolution du problème consiste à déterminer la valeur λ pour laquelle les facteurs de sécurité donnés par l'équilibre de force et l'équilibre de moment sont égaux.

La recherche du paramètre λ peut être réalisée par tâtonnement (Fredlund et Krahn, 1977) ou guidée par l'équilibre de moment de chaque tranche individuelle (Zhu *et al.*, 2005).

Les hypothèses qui sont faites pour chacune des méthodes des tranches sont présentées au tableau 8.26. Les exemples de méthodes sélectionnées sont présentés dans les cadres 8.17 à 8.20.

Tableau 8.26 Hypothèses se référant aux différentes méthodes de tranches

Méthode des tranches	Hypothèses
Fellinius	Forces inter-tranches négligées
Bishop simplifiée	Résultante des forces inter-tranches horizontales
Carter	Résultante des forces intertranches horizontales
Janbu simplifiée	Résultante des forces intertranches horizontales et facteur de correction pour tenir compte des contraintes inter-tranches
USACE	Direction de la résultante des forces intertranches parallèle à la surface du sol
Lowe-Karafiath	Direction de la résultante des forces intertranches égale à la moyenne de la surface du sol et de la pente de la surface de rupture
Spencer	La résultante des forces intertranches est de pente constante à l'intérieur de la masse glissante
Morgenstern-Price	Direction de la résultante des forces intertranches définie en utilisant une fonction arbitraire
Janbu rigoureux	La localisation de la force intertranches horizontale est définie par une ligne supposée de poussée
Général multiblocs	La résistance au cisaillement est mobilisée sur les faces de toutes les tranches inclinées

Encadré 8.17

Méthode ordinaire de tranches

Cette méthode, d'abord développée par Fellenius (1936), est applicable aux surfaces de rupture circulaires. La méthode suppose que les forces intertranches peuvent être négligées parce qu'elles sont parallèles à la base de chaque tranche. Ainsi, la réaction normale à la base de chaque tranche peut être définie par :

$$N_i = W_i (\cos \alpha_i - k_c \sin \alpha_i) \quad (8.165)$$

Le facteur de sécurité est alors simplement dérivé de la somme des moments par rapport à un point commun (centre fictive ou réel de rotation de la masse glissante). Étant donné que la surface de rupture est circulaire, le moment produit par la force normale est égal à zéro. Ainsi, l'expression du facteur de sécurité est obtenue :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \{c_i b_i + (N_i - U_i) \tan \varphi_i\}}{\sum_{i=1}^n W_i (\sin \alpha_i + k_c \cos \alpha_i)} \quad (8.166)$$

Il est important de voir que conformément à ces hypothèses, le principe du Newton, « l'action égale la réaction », n'est pas satisfait entre les tranches. Le changement de direction d'une tranche par rapport à la suivante induit des erreurs sur le facteur de sécurité, qui peut atteindre 60 % (Whitman et Bailey, 1967).

À partir de l'expression de la réaction tangentielle, certaines situations impliquent une réaction de cisaillement négative (quand r_u est proche de 1). Or, une force de cisaillement négative à la base de la tranche est physiquement impossible. Pour achever le calcul, la force de cisaillement peut être considérée comme nulle pour toutes les tranches pour lesquelles cela se présenterait, mais ceci peut aboutir à des erreurs substantielles. Comme indiqué par Bishop (1955), le facteur de sécurité calculé est généralement trop petit et le taux d'erreurs peut atteindre 20 %.

Encadré 8.18

La méthode de Bishop simplifiée

Dans cette méthode (Bishop, 1955), la surface de rupture est aussi supposée être un arc de cercle et la force normale au centre de la base de chaque tranche. Ainsi, n-2 hypothèses supplémentaires sont-elles requises pour rendre le problème déterministe. Bishop a proposé de négliger les termes de cisaillement d'intertranche ($X_{i+1} - X_i = 0$), étant donné que la divergence introduite par cette hypothèse est usuellement beaucoup moins importante que l'erreur probable dans la mesure des valeurs des contraintes de cisaillement. Alors, l'équation d'équilibre des forces verticales mène directement à la force normale par :

$$N_i = \frac{W_i + \frac{1}{F_s} (U_i \sin \alpha_i \tan \varphi_i - c_i b_i)}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \varphi_i}{F_s}} \quad (8.167)$$

En considérant une surface de rupture circulaire, le facteur de sécurité peut être calculé en utilisant l'équation 8.166 avec la force normale, N_i , comme déterminée à l'équation 8.167. Cependant, cette relation implique que le calcul soit exécuté par itérations (F_s apparaît des deux côtés de l'équation).

Méthode de Carter

La méthode de Carter a été développée pour généraliser la méthode de Bishop à une forme générale de surfaces de rupture. Carter (1971) a remarqué que l'équilibre de moment global tend à s'équilibrer avec l'équilibre horizontal global quand le centre de rotation est suffisamment haut. Dans cette méthode, le facteur de sécurité est déterminé à partir de l'équilibre horizontal global de la masse glissante et appliqué à n'importe quelle surface de rupture.

Encadré 8.19
Méthode de Van (Van, 2001)

Pour beaucoup de remblais construits sur des dépôts mous, avec une couche de sable relativement rigide, perméable en dessous, la rupture peut être induite par un mécanisme de soulèvement. Un niveau d'eau élevé dans la rivière ou l'estuaire au niveau du remblai peut produire d'importantes pressions interstitielles dans la couche de sable sous et derrière le remblai. Par conséquent, les contraintes de cisaillement à l'interface entre la couche de sable et les dépôts compressibles sont réduites, jusqu'à devenir éventuellement nulles, en cas de soulèvement des dépôts, et une rupture le long d'un plan de glissement relativement profond peut survenir comme indiqué à la figure 8.87.

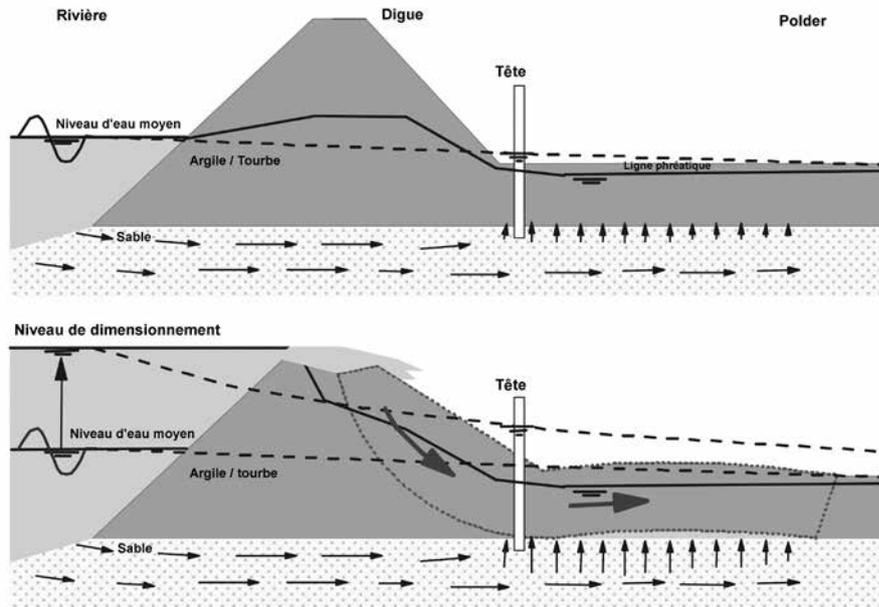


Figure 8.87 Soulèvement induisant la rupture du remblai

Dans les parties basses des Pays-Bas, le phénomène de soulèvement se révèle être le mécanisme de rupture dominant pour la majorité des remblais si les niveaux d'eau de projet sont appliqués. L'approche standard aux Pays-Bas pour vérifier la stabilité est une surface de rupture circulaire (méthode Bishop). Mais dans le cas d'un soulèvement, la zone dans laquelle les contraintes de cisaillement sont réduites le plus significativement est fortement intégrée dans une analyse circulaire.

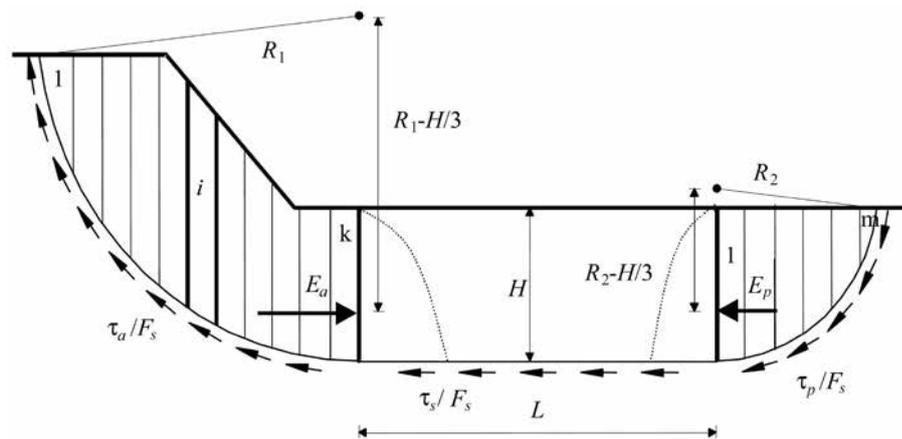


Figure 8.88 Modèle de surface de glissement de Van

Encadré 8.19 (suite)
Méthode de Van (Van, 2001)

Dans la méthode présentée par Van (2001), les principes de la méthode de Bishop simplifiée sont appliqués pour déterminer le facteur de stabilité du plan de glissement montré à la figure 8.88. Conformément à la méthode de Bishop, le critère de sécurité qui s'applique au facteur de stabilité est le dénominateur le plus faible de la résistance au cisaillement τ le long du plan de glissement, à l'équilibre. Les forces horizontales intertranches E_a et E_b sont censées agir à un tiers de la hauteur du rayon du cercle au-dessus du plan de glissement, ce qui est une hypothèse sécuritaire. Les conditions de l'équilibre horizontal et de l'équilibre des moments mènent à l'expression du facteur de sécurité suivante (Van *et al.*, 2005) :

$$F_s = \frac{\frac{\sum_{i=1}^k \left\{ \tau_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right\}}{1 - \frac{H}{3R_1}} + \frac{\sum_{j=1}^m \left\{ \tau_j \frac{b_j}{\cos \alpha_j} \right\}}{1 - \frac{H}{3R_2}} + \tau_s L}{\sum_{i=1}^k \gamma_i h_i b_i \sin \alpha_i + \sum_{j=1}^m \gamma_j h_j b_j \sin \alpha_j} \quad (8.168)$$

Pour $R_1 = R_2$ et $L = 0$, la méthode est équivalente à la méthode de Bishop. Dans le cas général, certaines limites géométriques de la méthode de Bishop sont assouplies pour une description précise du mécanisme de soulèvement, tandis que l'approche est compatible avec un modèle qui s'est révélé être précis en pratique dans des cas où la surface de glissement est plus ou moins circulaire. Dans les méthodes de Bishop et de Van, le facteur de stabilité doit être calculé par itérations. Heureusement, avec les deux méthodes, la convergence existe.

Encadré 8.20
Méthode rigoureuse de Janbu
(Janbu, 1973)

Cette méthode considère toutes les conditions d'équilibre de forces et de moments en supposant l'emplacement de la ligne d'actions $z(x)$ (généralement environ un tiers de la hauteur de tranche). Pour définir le facteur de sécurité, les forces intertranches doivent être évaluées. Pour la première itération, les forces de cisaillement sont remises à zéro ($X_i = 0$). Pour des itérations ultérieures, les forces intertranches sont calculées à partir de l'équilibre de moment de tranches individuelles à partir du centre de la base de tranche, qui est supposé être le point d'application de la force normale N_r . Comme la largeur de la tranche est supposée être infinitésimale, quelques termes deviennent négligeables et une itération peut être mise en place sur les valeurs de X_i . Les forces intertranches horizontales, E_r , sont obtenues en combinant l'équation d'équilibre horizontal et d'équilibre vertical, l'équilibre de moment de chaque tranche étant satisfait. L'équilibre de force donné par l'équation 8.162 devrait être considéré.

Généralisation à l'analyse de rupture multi-blocs

Sarma (1973) a été le premier à généraliser l'approche des tranches pour des interfaces de tranches inclinées. Les inclinaisons des tranches sont choisies pour qu'un mécanisme de glissement cinématique puisse se développer. Puisqu'on ne connaît pas ces inclinaisons à l'avance, on peut commencer par des plans inclinés supposés où le glissement peut avoir lieu à l'intérieur de la masse et réitérer plus tard pour trouver un ensemble critique. On peut voir cette approche comme une généralisation de la méthode des blocs présentée plus tôt.

Même si la masse contenue dans la surface de glissement est dans un état d'équilibre limite, la masse ne pourra pas se déplacer à moins que des surfaces de cisaillement se soient formées dans le corps (cf. figure 8.89). Pour accomplir la condition de compatibilité cinématique, les inclinaisons des tranches peuvent être choisies pour qu'un mécanisme de rupture cinématique raisonnable puisse se développer.

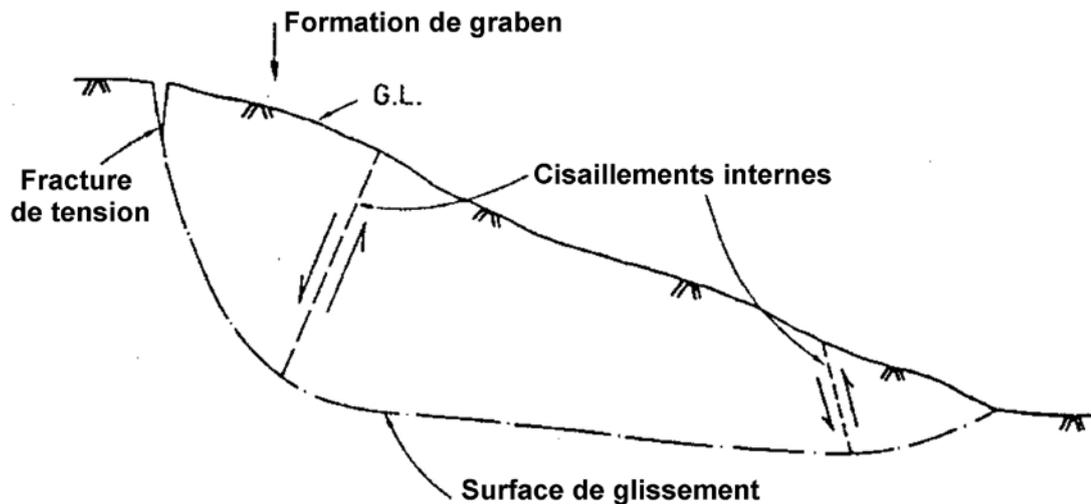


Figure 8.89 **Cisaillement interne type requis pour permettre le mouvement dans un glissement non-circulaire**
(Hutchinson, 1987)

Puisqu'on ne connaît pas à l'avance les inclinaisons des interfaces de glissement dans la masse glissante, on peut commencer par des plans inclinés supposés et réitérer plus tard pour trouver un ensemble critique. Une fois qu'une décomposition de la masse glissante est faite, il faut supposer que les forces du corps X et E sur les frontières de tranches sont telles qu'elles sont dans un état d'équilibre limite. Il est alors possible d'écrire, pour chaque frontière intertranche i :

$$X_i = \frac{1}{F_s} \{ (E_i - P_{w,i}) \tan \tilde{\varphi}_i + \tilde{c}_i b_i \} \quad (8.169)$$

où d est la longueur de la frontière intertranche inclinée et P_w la force due à la pression de l'eau sur le plan et les paramètres de résistance au cisaillement sont ceux moyennés le long des interfaces de blocs. Dans cette analyse, il y a $n-1$ hypothèses quant à la relation de X_i et E_i . Pour rendre le problème complètement déterministe, des hypothèses supplémentaires doivent être faites sur le point d'application de toutes les forces sauf une force normale N_i . Sinon, les points d'application de N_i peuvent être déterminés en supposant la ligne d'action des forces intertranches. Une hypothèse peut être de considérer le point d'application au milieu de la base du bloc ou à la verticale du centre de gravité.

Comme dans les méthodes des tranches, la solution obtenue devrait satisfaire le critère d'acceptabilité, c'est-à-dire que toutes les valeurs de N_i et T_i devraient être positives. Les valeurs de z_i devraient se trouver dans la tranche, de préférence au niveau du tiers central

Puisque l'équation d'équilibre de moment n'intervient pas dans la détermination de k_c , les tranches peuvent être aussi grandes que possible et devraient en fait être contrôlées par le changement d'inclinaison de la surface de rupture. La solution k_c dépend de la décomposition en blocs de la masse glissante. La technique pour trouver la décomposition optimale de la masse glissante est une procédure par tâtonnements.

Difficultés numériques

Des difficultés informatiques peuvent de temps en temps être rencontrées dans la résolution d'équations du facteur de sécurité. Trois des problèmes les plus communs, qui ont été discutés dans la littérature (Ching et Fredlund, 1983) sont :

- l'amplitude déraisonnablement grande et/ou négative de la force normale sur la base de la tranche calculée résultant du terme du dénominateur N_i (cf. équations 8.162 et 8.163) proche de zéro et/ou négatif ;
- le calcul d'une force normale négative sur la base d'une tranche si le sol est fortement cohésif ;

- les difficultés de convergence rencontrées quand une fonction déraisonnable de force latérale est retenue. Par exemple, quand les hypothèses de forces intertranches dépendent directement de la géométrie du problème (ex. : USACE, Lowe et Karafiath, 1960 et des méthodes rigoureuses de Janbu, 1973), quelques difficultés numériques peuvent surgir quand la surface de sol, la surface de glissement ou la ligne de poussée ne sont pas lisses, aboutissant à une discontinuité de distribution de forces d'intertranches. Pour surmonter cette difficulté numérique, des techniques de lissage peuvent être utilisées (Zhu *et al.*, 2003)

Plusieurs auteurs ont présenté des suggestions pour résoudre ces difficultés (Ching et Fredlund, 1983). Ce n'est pas l'objectif de ce manuel de traiter ces questions. Dans les cas de géométrie complexe, il est recommandé d'utiliser deux méthodes différentes pour détecter les difficultés numériques potentielles.

Comparaison des incertitudes des méthodes des tranches

Il est à noter que les solutions à l'équilibre limite ne sont ni supérieures ni inférieures aux solutions réelles. Cependant, les solutions calculées dans un contexte rigoureux fournissent une gamme plutôt étroite de solutions possibles. Il a été indiqué dans différentes études (Fredlund et Krahn, 1997, Duncan, 1996 et Zhu *et al.*, 2003) que les différences entre les facteurs de sécurité calculés par des méthodes rigoureuses n'excèdent généralement pas $\pm 6\%$. Cette limite est représentée par la ligne pointillée dans la figure 8.90. Ceci est certainement assez faible pour des objectifs pratiques, parce que la géométrie de la pente, les pressions d'eau, les poids volumiques et les contraintes de cisaillement peuvent rarement être définis avec une exactitude aussi bonne que $\pm 6\%$.

Ainsi, si un ingénieur exécute des analyses de stabilité de pente en utilisant des méthodes satisfaisant toutes les conditions d'équilibre de la masse glissante, il est justifié dans pratiquement chaque cas de conclure que l'exactitude des analyses est aussi bonne voire meilleure que l'exactitude avec laquelle les conditions d'analyse sont définies. L'ingénieur peut alors consacrer son attention aux questions les plus importantes et les plus difficiles impliquées dans les analyses de stabilité de pente : celles de la définition de la géométrie, des résistances au cisaillement, des poids volumiques et des pressions d'eau et de la détermination des incertitudes possibles sur ces quantités.

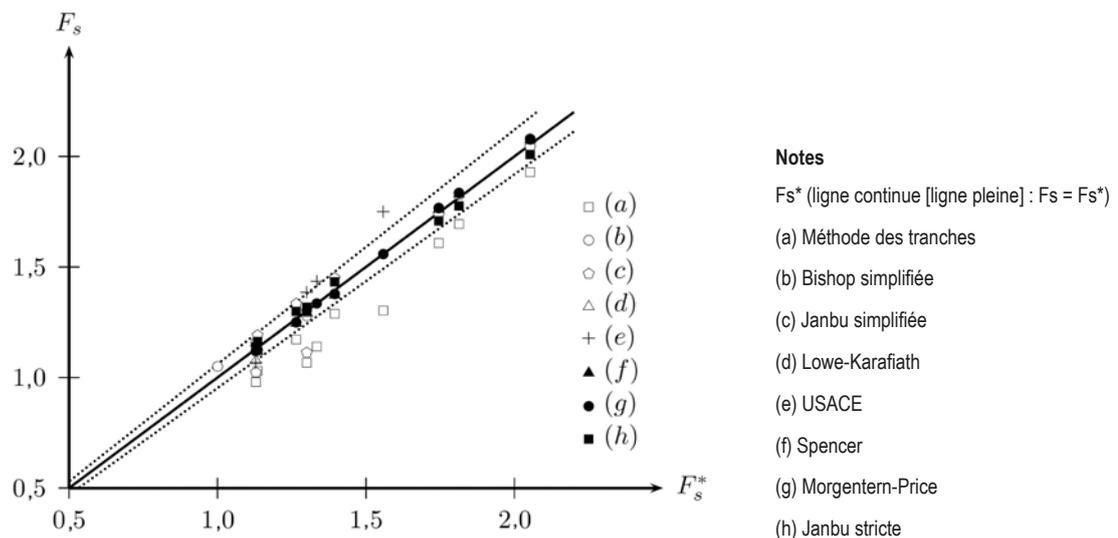


Figure 8.90 **Comparaison des facteurs de sécurité obtenus par différentes méthodes et par des méthodes rigoureuses** (Fredlund et Krahn, 1977, Zhu et Jiang, 2003, Yuang et Yamasaki, 1993 et Sinha, 2008)

Pour comprendre les différences entre les facteurs de sécurité déterminés à partir de différentes méthodes, quelques auteurs ont représenté F_{sf} et F_{sm} en fonction des valeurs de λ . La figure 8.91 montre l'influence des hypothèses de force d'intertranches sur le facteur de sécurité calculé sur la base d'un exemple pris de Fredlund et Krahn (1977).

Il est important de noter que le facteur de sécurité calculé en utilisant la méthode ordinaire des tranches (c'est-à-dire la méthode de Fellenius, 1936) est presque égal à celui calculé en utilisant la méthode de Janbu simplifiée non corrigée (sans le facteur de correction f_θ). La méthode généralisée de Janbu n'utilise pas un facteur explicite λ , mais étant donné que cette méthode est basée sur les équations d'équilibre de forces, la méthode rigoureuse de Janbu a été placée le long de la ligne d'équilibre de forces pour donner une indication sur la valeur équivalente de λ .

L'observation principale à faire est que les facteurs de sécurité obtenus par les méthodes de Spencer, Morgenstern-Price et Bishop sont généralement semblables, c'est-à-dire que le facteur de sécurité basé sur l'équilibre de moment est peu influencé par les hypothèses de forces intertranches. Cependant, les facteurs de sécurité basés sur l'équilibre de force global sont plus sensibles aux hypothèses de forces latérales (cf. figure 8.91).

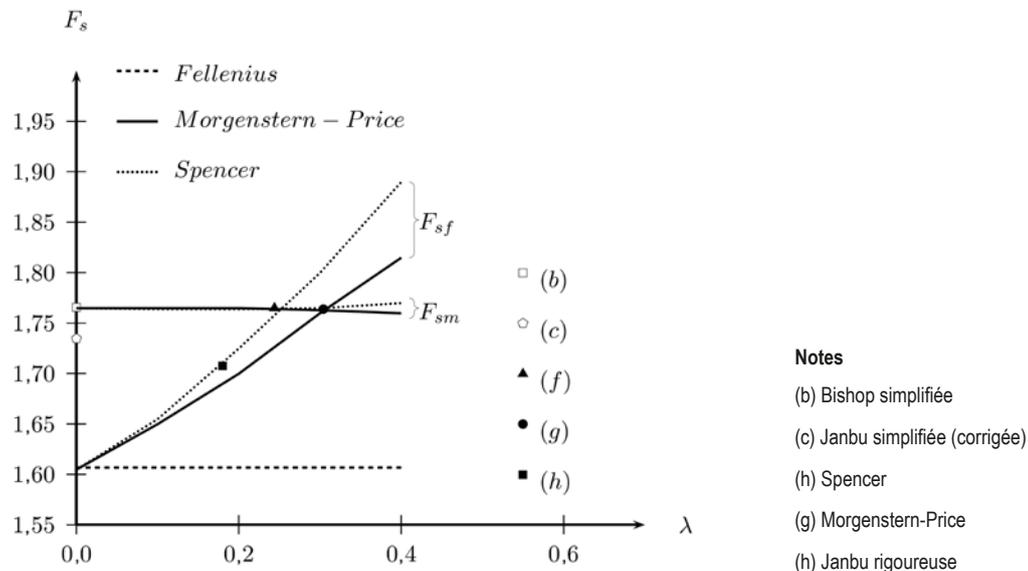


Figure 8.91 Exemple d'influence d'hypothèses de forces intertranches sur le facteur de sécurité

Limitations et recommandations

Les remarques générales formulées sur les différentes approches sont les suivantes :

- la méthode ordinaire des tranches peut être imprécise pour les analyses en contraintes effectives avec des pressions interstitielles élevées - le facteur de sécurité calculé est trop bas. La méthode est plus précise pour des sols purement cohésifs, en contraintes totales, en utilisant des surfaces de rupture circulaires. La méthode ne présente pas de problèmes numériques ;
- la méthode de Bishop simplifiée est précise pour toutes les conditions. Ses limites sont qu'elle n'est applicable qu'aux surfaces de glissement circulaires et que des problèmes numériques peuvent être rencontrés dans certaines conditions. Si un facteur de sécurité calculé avec la méthode de Bishop est plus petit que le facteur de sécurité pour le même cercle calculée avec la méthode ordinaire des tranches, on peut conclure qu'il existe des problèmes numériques avec l'analyse par la méthode de Bishop modifiée ;
- les méthodes considérant seulement les conditions d'équilibre de forces (telles que Janbu simplifiée, USACE, Lowe-Karafiath) sont sensibles aux inclinaisons des forces latérales entre les tranches. Une mauvaise hypothèse quant à l'inclinaison de la force latérale peut aboutir à une erreur importante sur le facteur de sécurité calculé. Ces méthodes sont enclines à présenter des problèmes numériques ;
- les méthodes satisfaisant toutes les conditions d'équilibre de la masse glissante (telles que Janbu rigoureuse, Spencer, Morgenstern-Price, Sarma) sont généralement précises pour n'importe quelles conditions et forme de surface de glissement. Cependant, toutes ces méthodes posent des problèmes numériques dans certaines conditions.

Méthode des perturbations

D'autres approches consistent à essayer d'évaluer directement la distribution de contraintes normales le long de la surface de glissement. C'est le but de la méthode des perturbations. Un profil de pente type avec une surface de glissement type est présenté à la figure 8.92. Dans cette représentation 2D, la coupe transversale de la pente est visualisée comme ayant une longueur égale à l'unité. Le corps glissant est limité par la surface du sol $y = g(x)$ et la surface de glissement $y = s(x)$.

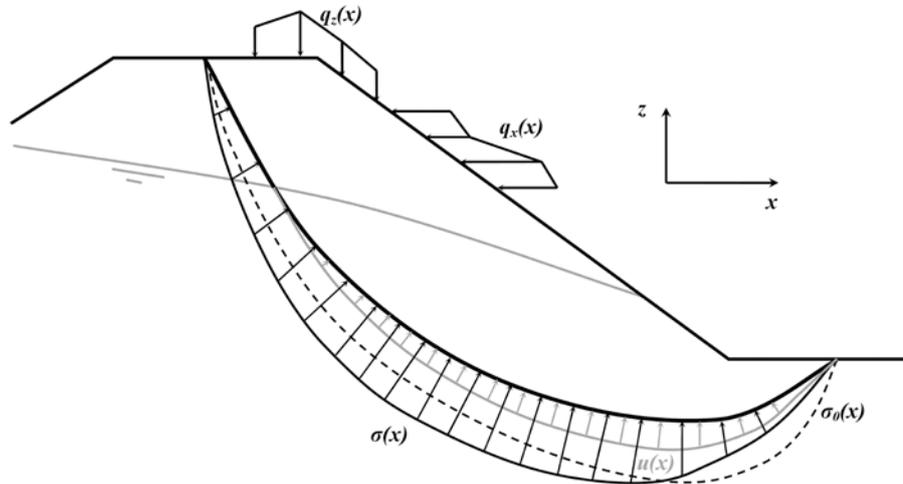


Figure 8.92 Géométrie de modèle de stabilité de pente - masse glissante

En attribuant un facteur de sécurité constant, F_s , à la surface de rupture entière, le corps glissant est amené dans un état limite sous l'action combinée de :

- $w(x)$: poids volumiques du sol ;
- $k_c w(x)$: forces sismiques horizontales ;
- $u(x)$: pression interstitielle de l'eau le long de la surface de glissement ;
- $q_x(x), q_z(x)$: surcharges horizontales et verticales ou pressions renforcées.

Les contraintes normales et tangentielles sur la surface de glissement sont respectivement $\sigma(x)$ et $\sigma_\theta(x)$. En termes de contraintes effectives, le critère de rupture de Mohr-Coulomb est donné par :

$$\tau = \frac{1}{F_s} \{c + (\sigma - u) \tan \varphi\} \quad (8.170)$$

où σ et c sont respectivement l'angle de frottement et la cohésion et u est la pression interstitielle.

Quand le corps glissant est dans un état d'équilibre, trois équations doivent être vérifiées : équilibre de forces horizontal, équilibre de forces vertical et équilibre de moment global d'un centre choisi (x_c, y_c) .

La résolution du problème consiste en la détermination du couple $(s(x), \sigma(x))$ qui réduit au minimum le facteur de sécurité F_s . Dans les méthodes à l'équilibre limite, la forme de la surface de glissement $s(x)$ est supposée et la distribution de contraintes $\sigma(x)$ et le paramètre F_s sont recherchés avec les équations d'équilibre. La valeur minimale du facteur de sécurité est obtenue par l'exploration de surfaces de glissement cinématiquement admissibles. Dans la méthode des perturbations, la distribution de contraintes normales statiquement admissibles est déterminée en supposant une distribution de contraintes normales a priori $\sigma_0(x)$ et perturbée pour satisfaire les équations d'équilibre requises. Il peut être démontré (Baker et Garber, 1978) que chaque fonction $\sigma(x)$ qui a au moins deux degrés de liberté peut satisfaire les trois équations d'équilibre.

La fonction modificative devrait alors impliquer deux inconnues auxiliaires (λ, μ) pour rendre le problème déterministe. La fonction de contrainte normale générale est de la forme :

$$\sigma = \lambda\sigma_\lambda + \mu\sigma_\mu + \sigma_\delta \quad (8.171)$$

avec $\sigma_\lambda, \sigma_\mu$ et σ_δ sont des fonctions déterminées dépendantes de x . La vérification des équations d'équilibre mène à un système linéaire 3D en termes de λ, μ et F_s . La condition d'existence de la solution mène à une équation polynomiale du troisième degré en termes de F_s , qui peut être analytiquement résolue dans les cas les plus simples. Dans les cas les plus complexes, la résolution est basée sur la discrétisation de la surface de glissement et l'interpolation linéaire des intégrales. L'exactitude du résultat dépend des fonctions supposées $\sigma_\lambda, \sigma_\mu$ et σ_δ .

Différentes fonctions ont été proposées dans la littérature. Les méthodes les plus généralement utilisées considèrent les fonctions de référence :

$$\sigma_\lambda = \frac{w(1 - k_c s') + q_z - s'q_x}{1 + s'^2} \quad (8.172)$$

et

$$\sigma_\delta = 0 \quad (8.173)$$

Dans la méthode de Bell (Bell, 1966), la fonction σ_μ est définie comme une fonction sinus :

$$\sigma_\mu = \sin\left(2\pi \frac{x - a}{b - a}\right) \quad (8.174)$$

Tandis que dans la méthode proposée par Faure (1985) la fonction σ_μ dépend de la fonction de référence.

$$\sigma_\mu = s'\sigma_\lambda \quad (8.175)$$

Il existe aussi une méthode proposée par Zhu et Lee (2002), pour laquelle les composants sont exprimés comme des fonctions polynomiales cubiques.

Équivalence avec les méthodes des tranches

L'approche directe présentée ici est liée aux méthodes des tranches développées précédemment dans le cas de tranches de largeur infinitésimale. Pour vérifier le caractère raisonnable de la distribution de contraintes normales, certaines vérifications peuvent être utiles. Quand le facteur de sécurité a été obtenu, les paramètres λ et μ et la distribution de contraintes normales sont connues. Ainsi, les forces horizontales et verticales, respectivement $E(x)$ et $T(x)$, peuvent être obtenues en considérant les conditions d'équilibre de forces horizontales et verticales de la tranche glissante de a à x , tandis que le moment de forces agissant sur la même partie de la masse glissante de centre de rotation (x_0, y_0) donne la position du point d'action de la force interne. Si le point d'action se situe au niveau de la limite intertranche, la solution est statiquement raisonnable.

8.6.3.4 Forme de la surface de glissement

Toutes les méthodes à l'équilibre limite exigent qu'une surface de glissement potentielle soit définie pour calculer le facteur de sécurité. En pratique, les calculs sont répétés pour un nombre suffisant de surfaces de glissement tests pour s'assurer que le facteur de sécurité minimal a été calculé. Pour la simplicité de calcul, la surface de glissement retenue est souvent supposée être circulaire ou composée de quelques lignes droites. Cependant, la surface de rupture devra avoir une forme plus compliquée

dans une stratigraphie complexe. La forme supposée dépend de la géométrie et de la stratigraphie, des caractéristiques des matériaux (particulièrement leur anisotropie) et des capacités de la procédure d'analyse utilisée. Les formes généralement supposées sont les suivantes :

plane : les ruptures se produisant le long d'une surface plane sont généralement pertinentes pour des pentes très raides ou dans des contextes géologiques spécifiques (épaisseurs de couches faibles) ;

circulaire : les ruptures observées dans des matériaux relativement homogènes se produisent souvent le long des surfaces de rupture courbes. Une surface de glissement circulaire est souvent utilisée parce qu'il est aisé d'additionner des moments à partir du centre du cercle et parce que l'utilisation d'un cercle simplifie les calculs. Une surface de rupture circulaire devrait être utilisée dans la méthode ordinaire des tranches et dans la méthode de Bishop simplifiée. Des surfaces de glissement circulaires sont presque toujours utilisées pour démarrer une analyse. Elles sont généralement suffisantes pour étudier des remblais relativement homogènes ou des pentes et des remblais sur fondations constituées de couches de sol épaisses ;

blocs : les mécanismes de rupture « en blocs » sont définis par trois segments définissant un bloc actif, un bloc central et un bloc passif. Ce type de surface de glissement peut être approprié pour des pentes où la surface de glissement potentielle critique inclut un long segment linéaire à travers un matériau présentant des propriétés mécaniques faibles, limité par un matériau avec des propriétés mécaniques plus fortes. Un exemple classique est un remblai de digue fondé sur des sols alluvionnaires stratifiés. Les méthodes des blocs, incluant des méthodes pour définir ou calculer l'inclinaison de la base des blocs, sont discutées à la section suivante ;

général, forme non circulaire : la rupture de pente peut se produire par glissement le long des surfaces qui ne correspondent pas à l'une ou l'autre des surfaces de blocs ou circulaires. Le terme général de surface de glissement se réfère à une surface de glissement composée d'un certain nombre de segments linéaires qui peuvent chacun être de n'importe quelle longueur et inclinés selon n'importe quel angle. Le terme « non circulaire » est aussi utilisé pour décrire des surfaces de glissement générales. Récemment, les techniques de recherche améliorées et les logiciels ont augmenté la capacité d'analyse de telles surfaces de glissement. Les analyses de stabilité basées sur des surfaces de glissement générales sont maintenant beaucoup plus communes et utilisées comme outil de contrôle des surfaces de glissement critiques de formes traditionnelles (circulaire, blocs) où les conditions de géométrie et de matériaux sont complexes. Il est particulièrement important d'examiner la stabilité avec des surfaces de glissement non-circulaires quand les contraintes de cisaillement du sol sont anisotropes.

8.6.3.5 Emplacement de la surface de glissement critique

Une analyse de stabilité de pente complète comprend généralement l'évaluation de la surface de glissement critique pour laquelle le facteur de sécurité est minimal. Les différentes procédures d'analyse reposant sur diverses hypothèses, l'emplacement de la surface de glissement critique peut varier. La surface de glissement critique pour un problème donné analysé avec une méthode donnée est trouvée avec une procédure systématique de génération des surfaces de rupture tests jusqu'à ce que le facteur de sécurité minimal soit trouvé. Les plans de recherche varient avec la forme supposée de la surface de glissement et le programme informatique utilisé. Des plans communs sont ensuite présentés.

Surfaces de glissement circulaires : une surface circulaire (cf. figure 8.93) est définie par trois paramètres qui peuvent être :

- le centre de coordonnées (X_c, Y_c) et rayon (R) . Le test est généré à partir d'une grille de centres de cercles et éventuellement d'un rayon ;
- le centre de coordonnées (X_c, Y_c) et point au niveau duquel le cercle doit passer (X_p, Y_p) . Le test repose sur la définition d'une grille de centres, le rayon étant donné par la définition du point d'ancrage ;
- le centre de coordonnées (X_c, Y_c) et plan auquel le cercle devrait être tangent. Le test repose également sur la définition d'une grille de centres, le rayon étant donné par la ligne tangente.

Dans le cas de pentes homogènes et de surfaces de glissement circulaires, Jiang *et al.* (2003) ont fourni un abaque pour localiser la surface de glissement critique. Selon les paramètres de cisaillement, ils ont défini les gammes de valeurs pour lesquelles des cercles de pied superficiels (qui sortent directement par le pied de pente), des cercles de pied profonds (qui passent plus bas que le pied de la pente avant de sortir au pied de la pente) ou des cercles de base profonds (*deep base DB*) (qui passent au-dessous du pied de la pente et sortent en aval de la pente) sont les plus critiques. Ce type d'analyse est utile pour une vérification qualitative de l'emplacement de la surface de glissement critique.

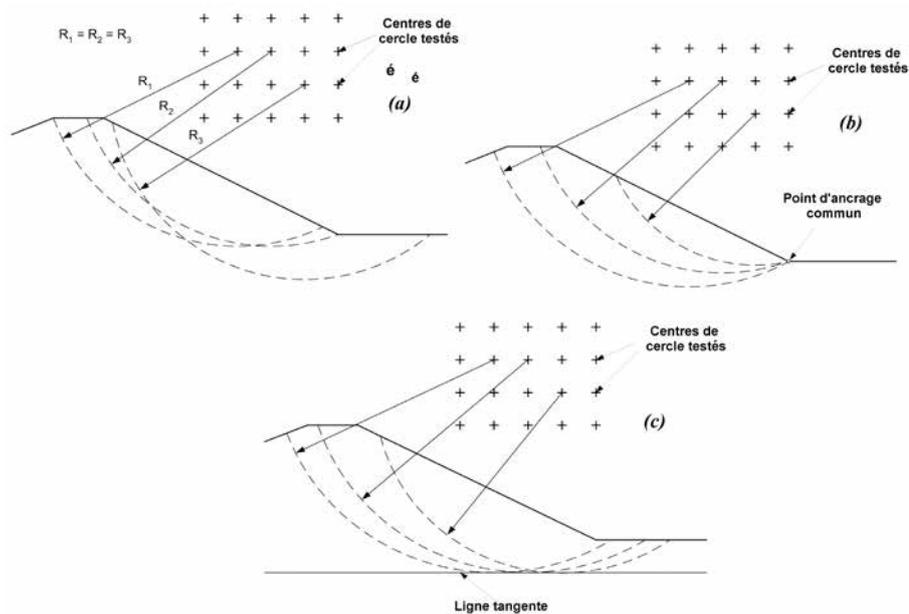


Figure 8.93 Différents types de données pour des surfaces de glissement circulaires

Surfaces de glissement en blocs : la définition de blocs requiert la recherche de l'emplacement critique du bloc central et de l'inclinaison critique des bases des blocs actif et passif. La recherche de l'emplacement critique du bloc central implique de faire varier systématiquement les coordonnées horizontales et verticales des deux extrémités de la base du bloc central, jusqu'à ce que soit trouvé le bloc central correspondant au facteur de sécurité minimal. Pour chaque position testée du bloc central, les inclinaisons des bases des blocs actif et passif devraient être basées sur la recherche des inclinaisons critiques (cf. figure 8.94).

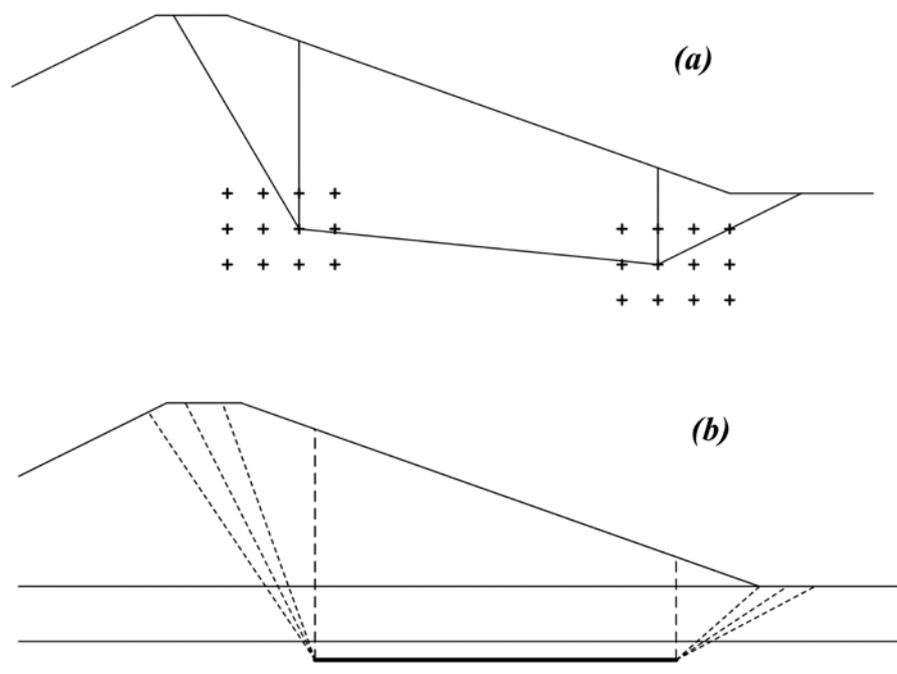


Figure 8.94 Différents types de données pour les blocs : plan de recherche pour le bloc central critique (a) et plan de recherche pour les inclinaisons des blocs actif et passif (b) (USACE, 2003)

Formes générales : un certain nombre de techniques ont été proposées et utilisées pour localiser la surface de glissement la plus critique. L'une des plus robustes est celle développée par Celestino et Duncan (1981), montrée à la figure 8.95. Dans cette méthode itérative, une surface de glissement initiale est définie et représentée par une série de points reliés entre eux par des lignes droites. Le facteur de sécurité est d'abord calculé pour la surface de rupture supposée. Ensuite, tous les points sauf un sont fixés et le point flottant est déplacé d'une petite distance dans deux directions. Les directions peuvent être verticalement, en haut et en bas, horizontalement, à gauche et à droite, ou au-dessus et en dessous de la surface de rupture dans une direction supposée. Le facteur de sécurité est calculé pour la surface de glissement avec chaque point de la surface de rupture déplacé. Une fois que tous les points ont été déplacés dans deux directions et que le facteur de sécurité a été calculé pour chaque déplacement, un nouvel emplacement de la surface de glissement est évalué, basé sur les facteurs de sécurité calculés. La surface de glissement est alors déplacée vers l'emplacement estimé et le processus de déplacement des points est répété. Ce processus est poursuivi jusqu'à ce qu'aucune nouvelle réduction du facteur de sécurité ne soit notée et que la distance de déplacement de la surface de cisaillement par les approximations successives devienne minimale.

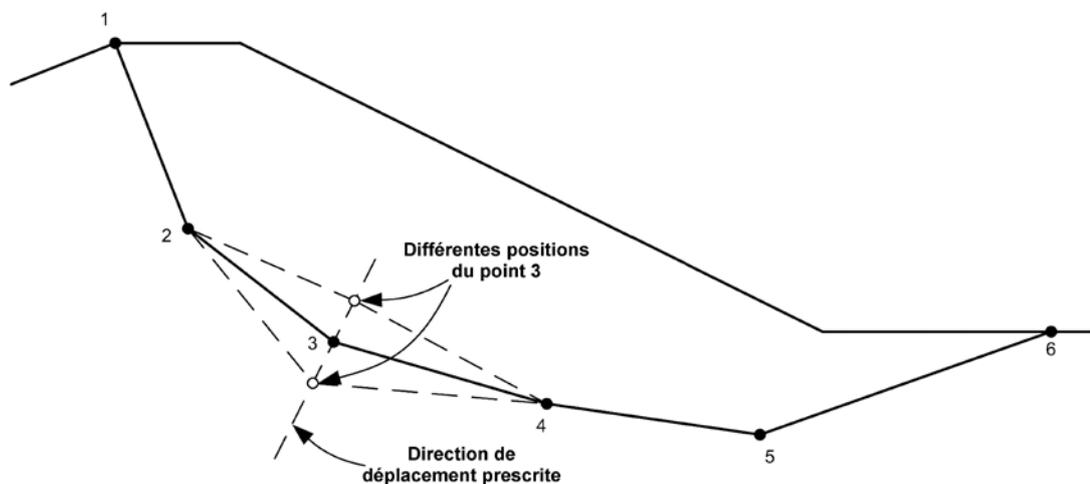


Figure 8.95 Plan de recherche de surfaces de glissement non-circulaires
(Duncan et Celestino, 1981)

Algorithmes génétiques : dans des conditions géotechniques complexes, la solution peut avoir plusieurs minimums locaux. Certains auteurs ont proposé d'utiliser des algorithmes génétiques pour localiser la surface de glissement critique globale dans des conditions générales avec des contraintes générales (Zolfaghari *et al.*, 2005, Sun *et al.*, 2008, Sengupta et Upadhayay, 2009, van de Meij, 2010 et Li *et al.*, 2010). L'avantage de cette approche est que cette convergence, à n'importe quel degré de précision, peut être réalisée. L'algorithme est informatiquement supérieur à la plupart des routines d'optimisation, comme la méthode de Monte-Carlo et les approches de grille de points. L'inconvénient est que ce type d'approche est rarement mise en œuvre dans des codes commerciaux.

Limites de l'évaluation de la surface de glissement

N'importe quel plan de recherche utilisé dans des programmes informatiques est limité à l'examen d'un nombre fini de surfaces de glissement. De plus, la plupart de ces plans sont conçus pour localiser une surface de glissement avec un facteur de sécurité minimal. Les plans ne peuvent pas localiser plus d'un minimum local. Les résultats des recherches automatiques dépendent de l'emplacement de départ de la recherche et des contraintes qui sont imposées, qui vont influencer sur le déplacement de la surface de glissement. Les recherches automatiques sont contrôlées en grande partie par les données que l'utilisateur saisit dans le logiciel. La première chose dont il faut s'assurer est que la surface critique trouvée soit localisée à l'intérieur du domaine d'exploration et pas à ses frontières. Indépendamment du logiciel utilisé, un certain nombre de recherches séparées devraient être conduites pour confirmer que le facteur de sécurité le plus bas a été calculé.

Ces limites viennent du fait que le problème de localisation de la surface de glissement critique peut être envisagé comme une forme d'optimisation non linéaire, non lisse, globale et la fonction à minimiser est la fonction facteur de sécurité. Certaines des difficultés dans la localisation des surfaces de glissement critiques sont :

- la fonction du facteur de sécurité est non-lisse et peut être non-convexe par nature. Les contraintes, qui incluent les formes cinématiquement acceptables des surfaces de rupture, la roche et le profil de sol, etc., peuvent aussi être des fonctions non-lisses, non-convexes ;
- l'existence de minimum multiples est une caractéristique fondamentale d'un problème de stabilité de pente ;
- un bon essai pour des conditions de sol générales avec des chargements arbitraires peut être difficile à optimiser.

Bien que quelques méthodes d'optimisation heuristiques modernes (algorithmes génétiques, réseaux artificiels, etc.) aient été utilisées avec succès dans le domaine de la recherche, la plupart des ingénieurs comptent toujours sur leur expérience.

8.6.3.6 Évaluation de la fissuration

Lorsque les sols en tête de talus ont une cohésion, les valeurs des forces normales et tangentielles calculées dans cette zone sont souvent négatives. Des forces négatives sont cohérentes avec ce qui serait calculé par les théories classiques de pression des terres en conditions actives. Les contraintes négatives résultent de la résistance à la traction qui est implicite pour tout sol ayant une enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb avec une cohésion (ordonnée à l'origine). Étant donné que peu de sols ont une résistance à la traction mobilisable pour la stabilité de la pente, les contraintes de traction peuvent être écartées avant qu'une analyse soit considérée comme acceptable. Ceci se produit en introduisant une fente de traction verticale à proximité de l'extrémité supérieure de la surface de glissement. La surface de glissement est arrêtée au point où elle atteint le bas de la fissure (cf. figure 8.96). La profondeur de fissure à développer peut être déterminée par les moyens suivants :

- une gamme de profondeur de fissuration peut être déterminée et un facteur de sécurité calculé pour chaque profondeur. La profondeur de fissuration donnant le facteur de sécurité minimal est utilisée pour les analyses finales. Cette profondeur correspondra étroitement à la profondeur à laquelle les contraintes de traction sont éliminées, mais non les contraintes positives (motrices) ;
- la profondeur de fissuration peut être estimée comme la profondeur au-delà de laquelle les pressions des terres sont négatives. Pour des contraintes totales et un sol homogène, la profondeur est donnée par :

$$d_{crack} = \frac{2c}{\gamma \tan(\pi/4 - \varphi/2)} \quad (8.176)$$

avec c et φ représentant respectivement la cohésion (kPa) et l'angle de frottement ($^{\circ}$), γ le poids volumique du sol (kN/m^3). Des expressions similaires peuvent être mises au point pour la profondeur de traction pour les contraintes effectives et/ou des profils de sol non homogènes.

Dans certains cas, la profondeur de fissuration calculée par l'équation 8.176 est plus grande que la hauteur de la pente. C'est probable dans le cas de digues basses constituées d'argile bien compactée. Pour les digues sur des fondations de faible portance, où la profondeur de la fissuration calculée par l'équation 8.176 est plus grande que la hauteur de la digue, la profondeur utilisée dans les analyses de stabilité doit être égale à la hauteur de la digue, de manière à ce que la fissure ne se propage pas dans la fondation. Dans ce cas, l'ingénieur doit porter une grande attention à la validité des hypothèses d'équilibre limite et à la définition des surfaces de glissement. Une analyse en contraintes-déformations peut être nécessaire.

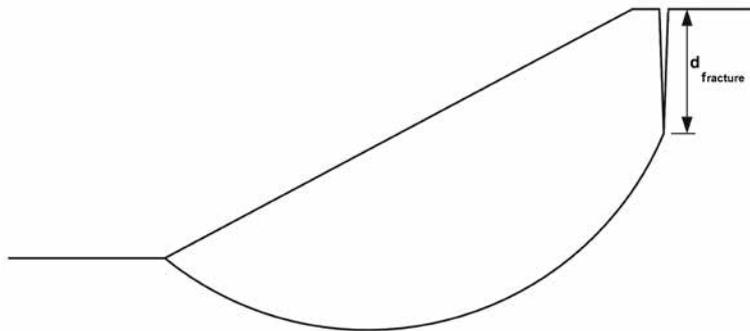


Figure 8.96 Modèle de fissuration verticale

8.6.4 Approches d'analyse limite

Les approches d'analyse limite (Chen, 2007) consistent à modéliser le sol comme un matériau parfaitement plastique, respectant une loi d'écoulement associée. Deux approches ont été mises au point dans ce cadre théorique : l'approche statique et l'approche cinématique. La procédure générale est de supposer un champ de contraintes statiquement admissible ou un mécanisme de rupture cinématiquement admissible et d'optimiser ensuite la fonction en respectant un nombre très limité de paramètres variables. De cette manière, une limite de charge supérieure ou inférieure peut être trouvée et la charge de rupture peut être encadrée. Cette particularité est utile dans les cas où aucune solution exacte ne peut être déterminée, car elle permet de vérifier directement l'erreur sur la précision de la charge de rupture.

Le cadre de l'analyse limite peut être utilisé en prenant en compte les solutions pour la limite supérieure basées sur les champs de vitesse de blocs rigides (associés au critère de Mohr-Coulomb) cinématiquement admissibles avec les mêmes avantages pratiques que les méthodes à l'équilibre limite. Dans ce cas, il a été prouvé (Michalowski, 1989) que l'équilibre global des forces était satisfait de telle manière que la solution de l'analyse de limite supérieure peut être vue comme une solution spéciale de l'équilibre limite, mais pas réciproquement. Les approches d'analyse limite peuvent aussi être implémentées dans des codes aux éléments finis comme une formulation de limite inférieure (Yu *et al.*, 1998) ou supérieure (Jiang et Magnan, 1997).

L'analyse limite appliquée à l'hypothèse d'un bloc rigide offre l'avantage de la simplicité. Tout comme pour les méthodes à l'équilibre limite, elle nécessite de définir les paramètres de cisaillement (cohésion et angle de frottement) et la surface de glissement. La formulation élasto-plastique ne nécessite pas d'autres hypothèses sur les forces intertranches et donne une limite supérieure au facteur de sécurité.

L'inconvénient de cette approche est qu'elle nécessite que le matériau modélisé suive la loi d'écoulement associée. En pratique cela implique que toute résistance au cisaillement soit modélisée comme une dilatation et non comme une combinaison de dilatation et de frottement comme dans les sols réels. Ceci est précis pour les cas non drainés où l'angle de frottement est nul ; cependant, pour les cas drainés cela mène généralement à une légère surestimation de la capacité de chargement. Dans les cas extrêmes cela peut mener à un blocage volumique sans effondrement. L'expérience montre que pour des cas modérément contraints, l'augmentation de l'estimation de la charge est mineure. Manzari et Nour (2000) indiquent, par exemple, que des résultats obtenus pour des problèmes de stabilité de pente de sols cohésifs-frottants sont généralement 3 à 10% inférieurs à ceux obtenus à partir de la loi de comportement associée. Cela correspond à l'utilisation d'un angle de frottement approximativement inférieur de 3% à l'angle réel, qui est de l'ordre de 1°. Cependant, il n'est pas possible de donner des orientations concernant les effets sur tous les problèmes.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

8.6.5 Analyse contrainte-déformation

L'analyse contrainte-déformation peut être réalisée par des codes aux éléments finis ou aux différences finies. Cette approche permet l'estimation des contraintes au sein du sol et de l'ordre de grandeur des déplacements induits. Il est possible de modéliser les géométries irrégulières, le comportement complexe du sol, les conditions de limites complexes et différentes phases de construction.

Pour l'analyse de stabilité de pente statique, les approches contrainte-déformation offrent l'avantage d'être capables d'identifier les modes de ruptures les plus probables en déterminant la déformation de la pente, de localiser les zones contraintes les plus critiques au sein d'une pente et de prédire les effets de la rupture de la pente sur les structures adjacentes ou supportées. La contrepartie de ces avantages est le temps supplémentaire pour la formulation du problème, la caractérisation des propriétés du matériel, l'interprétation des résultats et les efforts de calcul accrus.

8.6.5.1 Sources d'imprécision

Duncan (1996) a réalisé un état de l'art de l'utilisation de la méthode des éléments finis pour estimer les contraintes et déformations dans les pentes et les digues. La plupart de ses conclusions, toujours valides, sont résumées comme suit. Les sources d'incertitudes sur les résultats des analyses contrainte-déformation sont d'abord liées aux difficultés à prédire les densités et teneurs en eau réelles sur le terrain, et à la capacité d'anticiper l'ordre des opérations pendant la construction.

D'après Kramer (1996), la précision des analyses contrainte-déformation est fortement influencée par celle du modèle contrainte-déformation du sol. Plusieurs lois de comportement ont été élaborées ces trente dernières années, chacune avec ses avantages et ses limites. Discuter en détail les outils d'analyse contrainte-déformation sort du cadre de ce guide. Il est important de souligner que la précision des modèles simples est généralement limitée à certaines gammes de déformations et/ou certains chemins de contrainte. Les modèles pouvant être appliqués à des conditions de contraintes et déformations plus générales sont souvent assez complexes et peuvent nécessiter un grand nombre de paramètres d'entrée parfois difficiles à déterminer expérimentalement.

Il y a généralement trois types de lois de comportement utilisées pour des analyses de stabilité de pente :

1. **Lois élastiques linéaires** : elles ont l'avantage de la simplicité mais leur limite est qu'elles ne modélisent le comportement des sols réels qu'à des faibles contraintes et de petites déformations, ce qui n'est pas le domaine pertinent pour les analyses de stabilité de pente.
2. **Lois hyperboliques** : elles ont l'avantage d'être simples, elles modélisent le comportement non linéaire, les paramètres impliqués ont une signification physique et peuvent être aisément déterminés par des essais triaxiaux conventionnels. Leur limite est qu'elles sont intrinsèquement élastiques et ne modélisent pas les déformations plastiques de manière complètement logique.
3. **Lois élasto-plastiques** : elles ont l'avantage de pouvoir modéliser de manière plus réaliste le comportement de sols proches de la rupture, à la rupture et après la rupture. Leur limite est qu'elles sont plus complexes à calibrer et que certains paramètres n'ont pas de signification physique réelle.

Les comparaisons de résultats de modèles aux éléments finis (MEF) avec des mesures sur le terrain ont montré que les déformations calculées ont tendance à être plus importantes que les déformations mesurées. D'après Duncan (1996), les causes de ces différences peuvent être significativement influencées par l'approximation consistant à assimiler les paramètres de terrain à ceux obtenus lors d'essais de laboratoire sur des échantillons intacts ou reconstitués (cf. chapitre 7).

8.6.5.2 Évaluation du facteur de sécurité

Le concept de facteur de sécurité n'est pas pertinent dans le contexte de l'analyse de déformation. Mais, étant donné que la plupart des normes et recommandations expriment leurs exigences en termes de facteur de sécurité, cela peut être un résultat d'analyse nécessaire.

Approche de la contrainte conservatrice

La définition du facteur de sécurité donnée par Duncan (1996) est particulièrement efficace dans le cadre des méthodes à l'équilibre limite. Cependant, dans un MEF, certaines difficultés sont liées à la détermination de la surface de glissement critique. Dans cette approche, le facteur de sécurité est généralement obtenu par la technique de réduction de la résistance jusqu'à la valeur pour laquelle la division des paramètres de résistance au cisaillement par F_s déclenche une rupture du talus. À ce jour, il n'existe pas de critère de rupture unanimement accepté. La définition de l'état d'équilibre critique comme le moment auquel les zones plastiques qui sont proches de la surface de glissement critique sont liées et passent à travers le talus depuis le pied jusqu'au sommet, est nettement préférable au critère de « non-convergence de l'algorithme de résolution ».

De plus, la détermination de la surface de glissement critique requiert certaines mesures pour visualiser les bandes de cisaillement, par exemple la procédure d'affinement adaptatif du maillage (Zienkiewicz et Taylor, 1991), la technique de visualisation avancée des mécanismes de rupture (Griffiths et Kidger, 1995), etc. Lorsque cette définition est utilisée dans une analyse aux éléments finis ou aux différences finies, certaines précautions doivent être prises.

Approche de la surcharge

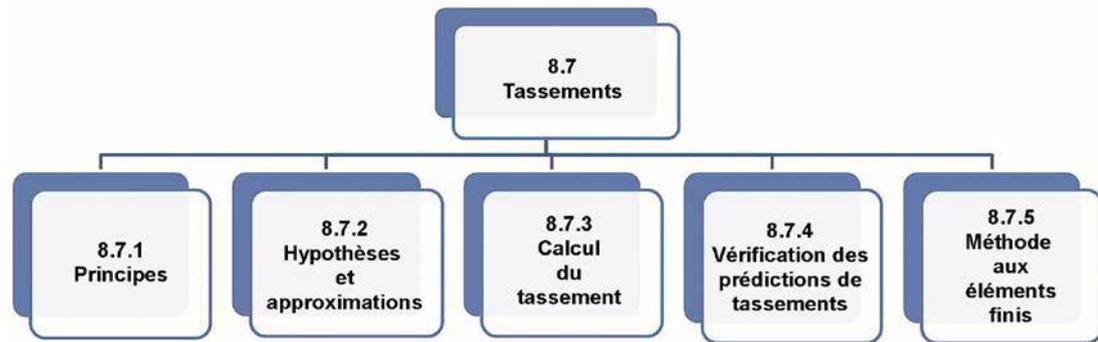
Pour toutes les raisons discutées précédemment, certains auteurs ont proposé une autre définition. Le facteur de sécurité est ainsi défini comme le ratio entre les forces de résistance totales et les forces motrices totales le long d'une ligne de glissement. La surface de glissement critique est ensuite considérée comme le passage le long duquel le ratio est minimal. En comparaison des définitions précédentes, se servir de celle-ci présente certains avantages :

- seul un modèle est nécessaire pour trouver le facteur de sécurité associé à une charge donnée ;
- cette approche prend en compte les effets de différents chemins de contrainte sur le degré de sécurité de la pente.

Choix de l'approche

Lorsque le MEF est utilisé pour des analyses de stabilité de pente, les résultats de la définition de la surcharge peuvent être significativement différents de ceux de techniques de réduction de résistance et des méthodes à l'équilibre limite, particulièrement en ce qui concerne la position de la surface de glissement critique. En général, la ligne de glissement critique associée à la définition du facteur de sécurité par surcharge est plus superficielle que celle associée à la définition par réduction de résistance. Certains auteurs (Zheng *et al.*, 2006) recommandent de prendre les résultats de la technique de réduction de résistance comme la norme dans la conception et l'évaluation de la sécurité des pentes, mais dans le cas de pentes anthropiques, le facteur de sécurité associé à une surcharge peut être utilisé pour comparer les effets de différentes étapes de construction.

8.7 TASSEMENT



8.7.1 Principes

Lorsqu'une structure est construite sur un sol, l'état de contraintes dans le sol est modifié non seulement dans la zone de chargement mais aussi dans une large zone d'influence. Le déplacement vertical du sol associé à cette modification est appelé tassement. Pour des fondations sableuses, le tassement apparaît à court terme (pendant les phases de construction). Pour les sols fins et particulièrement pour les sols argileux ou tourbeux, cette modification entraîne la consolidation des sols, puis des déplacements horizontaux et verticaux. Dans le cas d'une nouvelle digue ou pour l'élargissement d'une digue existante, la prédiction des tassements totaux et différentiels est une donnée importante pour le projet, car elle conditionne directement le niveau de protection effectivement atteint. Le cas échéant, la conception de l'ouvrage doit tenir compte des tassements prévisibles et adapter les dispositions constructives pour limiter ou accélérer ces tassements.

Pour des structures linéaires comme les digues, le problème peut généralement être considéré comme bidimensionnel. Les méthodes présentées ici doivent se fonder sur une définition pertinente du modèle géotechnique en cohérence avec les modèles utilisés pour d'autres analyses (par exemple l'analyse de stabilité des talus). Lorsque la géométrie, les conditions de drainage, les déformations, les contraintes appliquées et la géométrie ne peuvent être considérées comme bidimensionnelles, la mise en œuvre d'un modèle 3D est nécessaire.

Des méthodes plus ou moins complexes peuvent être utilisées pour estimer les tassements. Cependant, on estime le plus souvent qu'une méthode 1D ou œdométrique est suffisante pour prédire les tassements maximums sous l'ouvrage. Cette section détaille les méthodes conventionnelles et présente les méthodes de contrôle et les méthodes numériques comme indiqué sur le logigramme ci-dessus.

8.7.2 Hypothèses et approximations

Cette section présente les méthodes les plus couramment utilisées pour évaluer le tassement d'une couche de fondation compressible.

Consolidation unidimensionnelle.

Comme il est assez difficile de déterminer le champ de contrainte induit par une surcharge au sein de la couche de fondation (autrement qu'avec un modèle élastique linéaire), l'incrément de contrainte est d'abord estimé dans l'axe de la digue. Dans cette zone centrale, en supposant une couche de fondation compressible peu épaisse par rapport à la largeur de la digue ($b/H > 1$) et que le drainage est vertical, les déformations horizontales sont supposées négligeables. On peut alors considérer que la théorie de la consolidation unidimensionnelle est applicable. Ces concepts sont présentés à la figure 8.97.

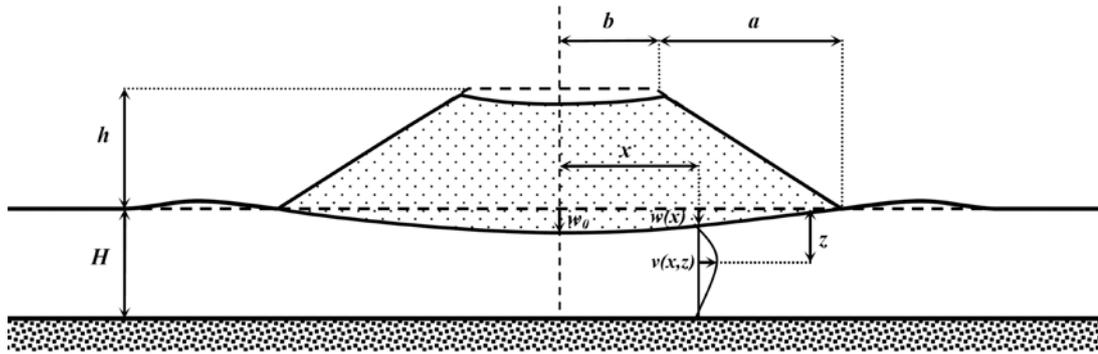


Figure 8.97 Définition des paramètres géométriques

Déformations latérales

En pied de digue, les conditions de drainage et les déformations sont en réalité bien plus complexes (cf. figure 8.98). D'une part, il existe une composante de drainage horizontal additionnelle, d'autre part des déformations latérales et des déformations de cisaillement (le long des surfaces potentielles de glissement) peuvent se produire. Plus le facteur de sécurité est faible, plus les déformations de cisaillement seront grandes. En ce qui concerne les processus de dissipation de pression d'eau interstitielle, deux phénomènes concurrents peuvent se produire :

- des processus de consolidation primaire dus à la charge du remblai, qui tend à dissiper la pression d'eau interstitielle au cours du temps ;
- une augmentation de la pression interstitielle en raison du comportement contractant du sol sous des contraintes de cisaillement.

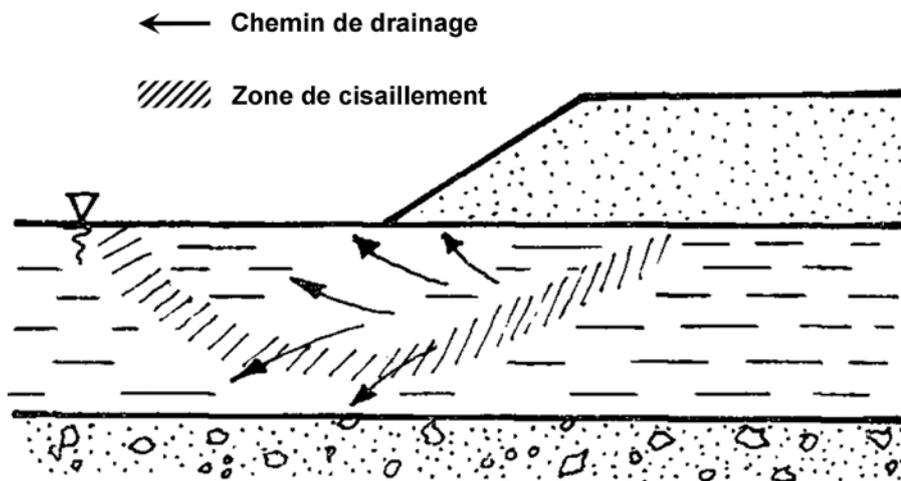


Figure 8.98 Drainage et déformation sous le pied de la digue

Ainsi, la détermination du tassement sous la digue est-elle fonction de plusieurs paramètres exprimés ainsi :

$$w(x) = w_0 \mathcal{F} \left(\frac{x}{H}, F_s, \frac{x}{b} \right) \quad (8.177)$$

Où w_0 est le tassement au centre de la digue, F_s le facteur de sécurité déduit de l'analyse de stabilité de pente, H la hauteur de la digue, b la moitié de la largeur de la crête de la digue et x la distance à l'axe central.

8.7.3 Calcul du tassement

Selon la théorie de la consolidation, le tassement total w_t est la somme des composantes suivantes :

w_i = tassement instantané se produisant en conditions non drainées

w_c = tassement de consolidation (ou tassement primaire)

w_s = tassement secondaire (ou fluage)

w_l = tassement dû aux déplacements latéraux irréversibles (déduit de w_i).

Le tassement total w_t est ensuite donné par :

$$w_t = w_i + \mu w_c + w_s + w_l \tag{8.178}$$

Où μ est un facteur de correction, introduit par Skempton et Bjernum (1957), qui prend en compte l'aspect bidimensionnel du processus de consolidation. Les différentes composantes du tassement, w_t , sont montrées à la figure 8.99 .

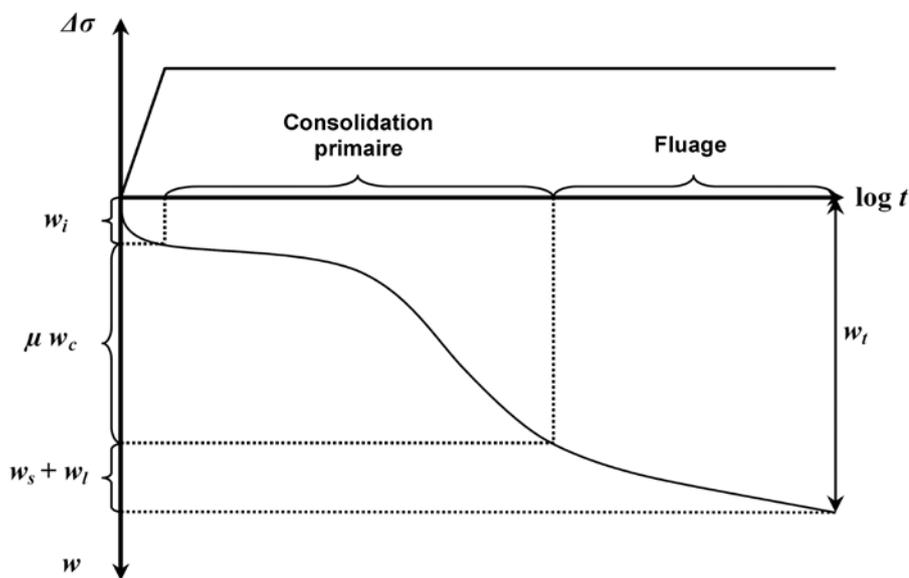


Figure 8.99 Différentes composantes du tassement w_t (ordonnée négative) en fonction de la charge $\Delta\sigma$ (ordonnée positive) et du temps (t).

Détermination de la contrainte verticale

Lorsqu'une digue est construite, en appliquant une pression uniforme sur la surface du sol, l'augmentation de la contrainte verticale totale dépend de sa hauteur et de sa géométrie. Étant donné que la contrainte verticale maximale est située au niveau de l'axe central de la digue, certains auteurs ont établi des abaques donnant l'augmentation de contrainte verticale sur la fondation en fonction de la surcharge appliquée en surface.

En tenant compte de la configuration géométrique de la digue (cf. figure 8.97), l'augmentation de contrainte verticale à la profondeur $\Delta\sigma_v(z)$ le long de l'axe de la digue peut être estimée à partir du graphique proposé par Osterberg (1957) et utilisé pour obtenir l'augmentation correspondante de contrainte verticale grâce à l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_v(z) = 2 I(z) \Delta\sigma \tag{8.179}$$

Où $I(-)$ est le coefficient d'influence et $\Delta\sigma$ (kPa) l'augmentation de contrainte verticale à la surface du sol de fondation. Sur la figure 8.100, a (m) est la largeur de la base, b (m) la moitié de la largeur de crête et z (m) la profondeur.

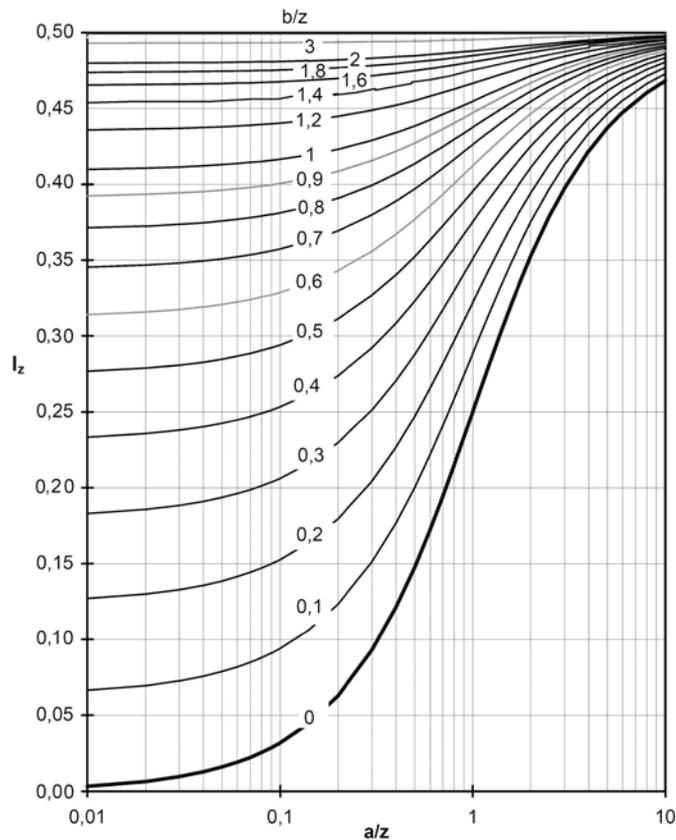


Figure 8.100 **Graphique donnant la contrainte verticale sous une moitié de remblai**
(d'après Osterberg, 1957)

8.7.3.1 Tassement instantané

Les déformations du sol contribuant au tassement instantané apparaissent lors du chargement initial en conditions non drainées. La surcharge apportée par la construction de la digue n'est pas appliquée instantanément et le sol est généralement dans un état partiellement saturé. La séparation stricte entre w_i et w_c est un artifice de calcul. Cependant, il existe des méthodes simples et des abaques pour déterminer les tassements instantanés, w_i , conformément à la théorie de l'élasticité grâce à l'équation suivante :

$$w_i = \frac{\Delta\sigma}{E_u} I \quad (8.180)$$

où :

$\Delta\sigma_v$ = surcharge verticale (kPa)

E_u = module élastique du sol compressible en condition non drainée (kPa)

I = facteur d'influence (cf. figure 8.101)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

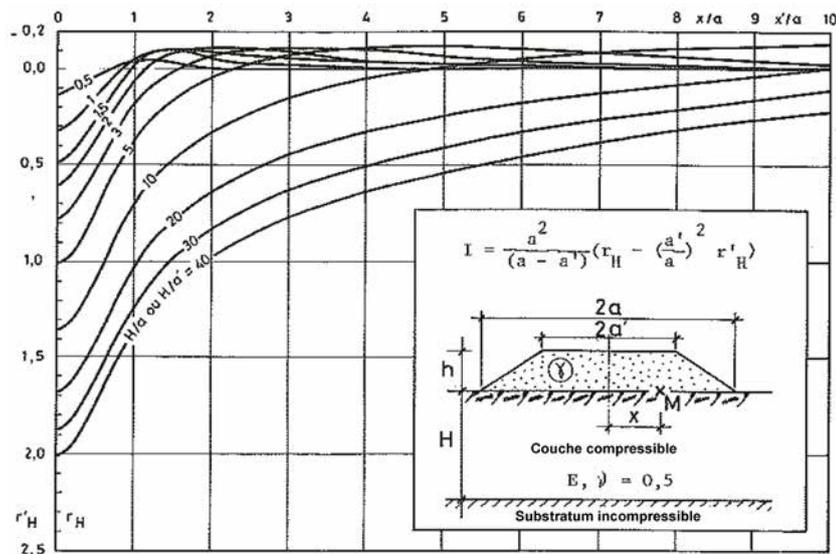


Figure 8.101 **Abaques de tassement élastique instantané**
(Giroud, 1973)

8.7.3.2 Consolidation primaire

Cette méthode a été développée par Terzaghi et propose de séparer le sol en couches homogènes d'épaisseur H_0 , dont les propriétés sont évaluées par des tests œdométriques. Cette méthode permet d'obtenir l'état de consolidation du sol et la contrainte verticale de préconsolidation σ'_p qui régit le comportement du sol, en se basant sur une augmentation de contrainte verticale $\Delta\sigma_v$ telle que pouvant être produite lors de la construction d'une digue. La valeur σ'_p indique si, par le passé, le sol a déjà été soumis à une contrainte plus forte que la contrainte actuelle σ'_{v0} . À partir de ce test (cf. section 7.8.3), les tassements œdométriques peuvent être définis par les équations 8.181 ou 8.182 selon l'état de consolidation du sol et la position de la contrainte finale $\sigma'_p + \Delta\sigma$. Dans le cas courant de sols normalement consolidés, le tassement primaire final peut être calculé ainsi :

$$w_{c\infty} = \frac{H_0}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \tag{8.181}$$

où :

- e_0 = indice des vides initial (-)
- C_c = coefficient de consolidation (m^2/s)
- H_0 = hauteur initiale de la couche de sol compressible (m)

L'évolution temporelle du tassement peut être établie en faisant intervenir le degré de consolidation $U(t)$ (cf. figure 8.102) défini ainsi :

$$w_c(t) = U(t) w_{c\infty} \tag{8.182}$$

Où :

$$t = \frac{H^2}{C_v} T_v(U) \tag{8.183}$$

où :

- C_v = coefficient de consolidation (m^2/s)

T_v = « facteur temps »

H^2 = longueur du chemin de drainage

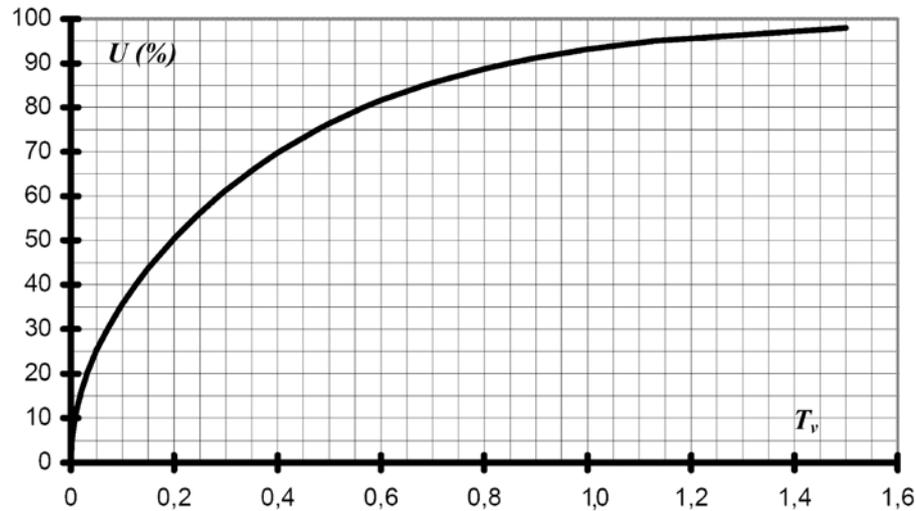


Figure 8.102 Degré de consolidation (U) en fonction du facteur temps sans dimension (T_v)

En raison des caractéristiques de résistance mécanique assez faibles des sols compressibles (définies par la cohésion non drainée C_u), leur portance est souvent limitée et les travaux de remblaiement doivent être réalisés en plusieurs phases. Pour chaque phase, des valeurs de tassements et de temps de consolidation sont prévues, mais la précision de la prédiction n'est pas suffisante pour garantir la sécurité de l'ouvrage et des contrôles pendant la construction sont nécessaires. Des techniques de construction pour anticiper et mesurer les tassements pendant la construction sont données à la section 10.5.4. Les contrôles sont très importants pour les travaux sur sols compressibles, car les prédictions dépendent beaucoup des caractéristiques et du drainage potentiel des sols tandis que les investigations géotechniques en phase de conception sont souvent insuffisantes pour représenter correctement l'hétérogénéité des sols. Les programmes de contrôle de tassements peuvent s'appuyer sur des outils de mesure de la pression interstitielle pour prévenir le risque de rupture des sols par perte de capacité portante et de rupture des remblais.

Des méthodes pour estimer les tassements totaux pendant la construction à partir de l'évolution des tassements sont données à la fin de cette section. La section 7.7.5 détaille quelques méthodes observationnelles utiles pour la détermination du tassement de la base.

8.7.3.3 Compression secondaire

Après la compression primaire, il se produit, pour les sols argileux et pour certains sols organiques comme les tourbes, un deuxième phénomène de consolidation (consolidation secondaire ou fluage). Pour les sols très mous et les tourbes, la phase de tassement secondaire peut être importante (parfois plusieurs dizaines d'années) par rapport à la durée de vie de la structure et doit être prise en compte en amont du projet.

Différentes méthodes (essais *in situ* ou en laboratoire) existent pour déterminer les caractéristiques de consolidation des sols. Classiquement, le comportement des sols vis-à-vis de la consolidation peut être apprécié par des essais de compression œdométriques en laboratoire (développés à la section 7.8.3). Le tassement secondaire est donné par :

$$w_s(t) = \frac{H_{ref}}{1 + e_{ref}} C_\alpha \log \frac{t}{t_{ref}} = H_{ref} C_{\alpha e} \log \frac{t}{t_{ref}} \quad (8.184)$$

où :

- C_{ae} = indice de fluage (déterminé par un essai œdométrique longue durée)
- t_{ref} = temps de référence à partir duquel le fluage est calculé (par exemple à 90 % de consolidation)
- H_{ref} = épaisseur de la couche compressible correspondante
- e_{ref} = indice des vides correspondant

Tassement dû à des déformations latérales de fluage

Pour des sols compressibles, le déplacement du sol lors de la construction en terre n'est pas seulement vertical (tassement) mais aussi horizontal. On remarque que ce phénomène peut causer des détériorations aux structures présentes dans la zone d'influence et doit être pris en compte pendant la conception (par exemple pour le choix de l'emplacement de la digue) et contrôlé dès la construction (cf. section 10.5.4).

Le tassement dû aux déplacements latéraux est difficile à obtenir. L'ordre de grandeur peut être approché avec la relation empirique suivante (à utiliser avec d'extrêmes précautions comme règle empirique) :

$$w_l = 0.11 \frac{H}{a + b} w_s \tag{8.185}$$

Où H est l'épaisseur de la couche de sol compressible et $(a + b)$ la moitié de la largeur équivalente de la digue.

D'autres méthodes 1D existent (telles que la méthode de chemin de contrainte initiée par Skempton et Bjernum (1957) et développée par Lambe, 1964). Comme les déplacements latéraux peuvent être exprimés en fonction du tassement le long de l'axe de la digue, différentes méthodes pour éviter la rupture (par exemple les méthodes observationnelles) et pour vérifier les tassements totaux (par exemple des méthodes de contrôle de construction) doivent être employées.

8.7.4 Vérification des prédictions de tassements

Méthode Asaoka basée sur la mesure du tassement

Pour vérifier les prédictions des tassements finaux pendant la construction et réagir si nécessaire, Asaoka (1978) propose une méthode simple basée sur la mesure de tassements de sol à intervalles de temps réguliers. La méthode consiste à mesurer les tassements, (S_{i-1}, S_i) , à intervalles de temps constants Δt , et à les tracer comme sur la figure 8.103. Dans cette méthode, S_{i-1} est le tassement mesuré à t_{i-1} et S_i est le tassement mesuré à $t_i = t_{i-1} + \Delta t$.

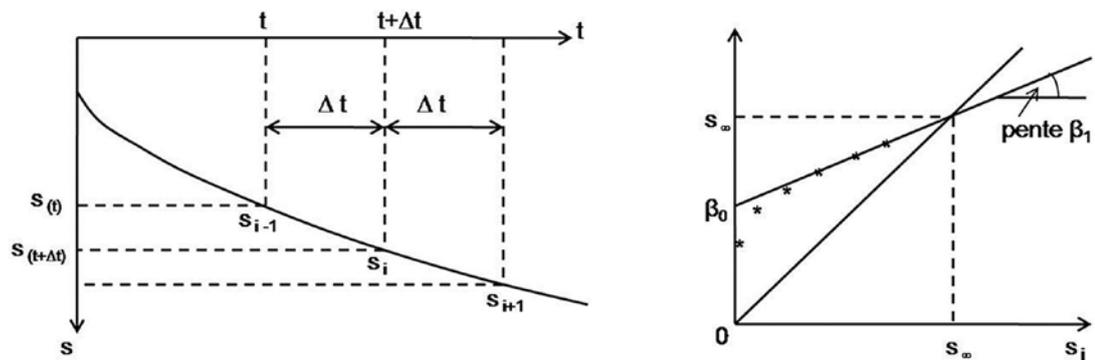


Figure 8.103 Courbe de tassement total d'une couche compressible (a) et courbe d'Asaoka (b) (Asaoka, 1978)

Les étapes de la méthode d'Asaoka sont :

- construire une courbe temps-tassement (cf. figure 8.103a) et sélectionner une série de valeurs de tassement à des intervalles de temps croissants ;
- tracer les points $(S_{i-1}; S_i)$ comme indiqué à la figure 8.103b ;
- les points formeront une droite telle que la droite β_0 montrée à la figure 8.103b ;
- le tassement total estimé est donné par l'intersection de la droite β_0 avec la droite à 45° ($S_i=S_{i-1}$).

Cette méthode permet aussi d'ajuster la prédiction du temps de consolidation en connaissant le coefficient de consolidation vertical moyen, C_v , de la couche compressible donné par l'équation de la droite β_0 :

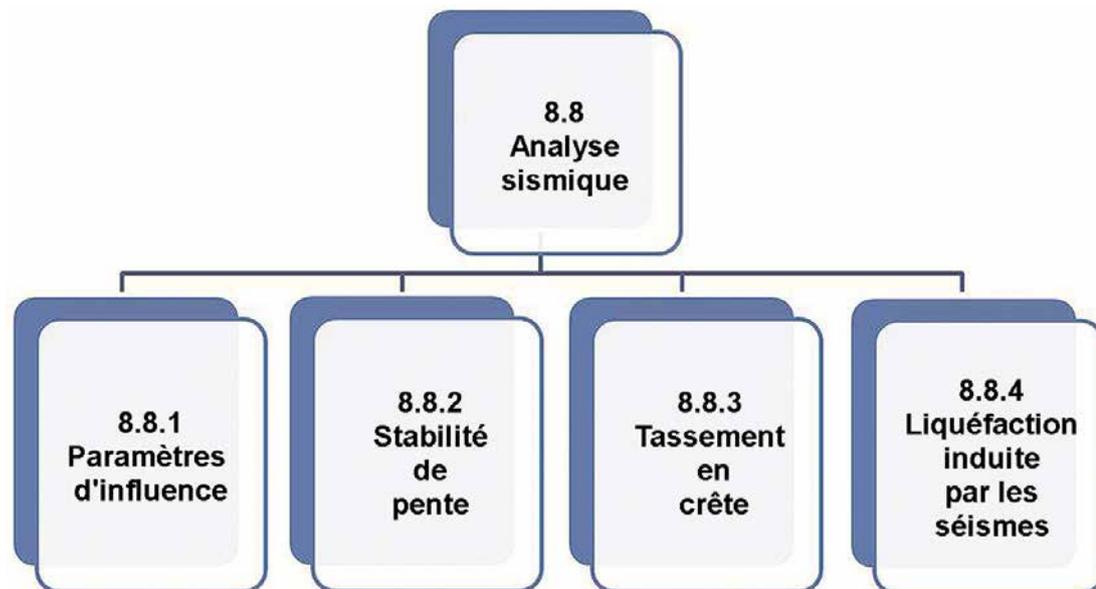
$$C_v = -\frac{5H^2}{12\Delta t} \ln \beta \quad (8.186)$$

D'autres méthodes sont basées sur la mesure des déplacements latéraux ou de la pression interstitielle dans les sols argileux. Le lecteur se référera aux manuels de mécanique des sols pour de plus amples informations.

8.7.5 Méthodes des éléments finis (MEF)

Des simulations numériques pour les prédictions de tassements existent et certains logiciels proposent des modèles pour des sols hétérogènes ou anisotropes. Ces modèles nécessitent des données d'entrées complexes, qui sont difficiles à obtenir à partir d'essais de laboratoire classiques. Pour un projet de digue courant, des méthodes simples, comme les méthodes 1D, sont généralement privilégiées. Les méthodes numériques avancées sont généralement réservées aux cas les plus complexes.

8.8 ANALYSES SISMIQUES



Lors de l'évaluation des performances sismiques d'une digue, deux enjeux cruciaux de conception doivent être pris en compte :

- la diminution de la résistance mécanique du matériau constitutif de la digue ou de son sol de fondation due au chargement cyclique (par exemple liquéfaction des sols, augmentation de la pression d'eau interstitielle dans les sables et limons ou réduction de la résistance post-pic des argiles sensibles) ;
- les déformations significatives qui peuvent détériorer les performances.

Des méthodes sont développées ci-dessous pour l'analyse de la stabilité et l'évaluation des déplacements permanents induits par les séismes et causés par les déformations déviatoriques en cisaillement, comme indiqué dans l'organigramme de début de section.

En plus de la déformation de la digue induite par le glissement causé par un tremblement de terre, la digue peut tasser du fait des contraintes développées dans chaque élément du sol qui la constitue. Ce tassement généralisé peut être estimé à partir de méthodes basées sur la théorie de la consolidation, de méthodes empiriques ou de calculs aux éléments finis. Le tassement post-sismique des sols de fondation, en raison de la dissipation de la pression interstitielle, est aussi un problème clé évoqué dans cette section (Tokimatsu et Seed, 1987, Ishihara et Yoshimine, 1992, et Tsukamoto et Ishihara, 2010).

D'autres facteurs peuvent jouer un rôle dans la détermination de la performance d'une digue suite à un séisme :

- l'occurrence des crues ;
- la capacité ou non à réparer rapidement un ouvrage endommagé.

8.8.1 Paramètres d'influence

8.8.1.1 Action sismique

L'action sismique à considérer pour la conception doit être basée sur l'estimation du mouvement du sol attendu dans le futur en n'importe quel point du territoire, c'est-à-dire qu'elle doit être basée sur une évaluation du risque (analyse déterministe ou probabiliste du risque sismique).

L'analyse probabiliste du risque sismique donne des courbes de risque qui représentent la probabilité de dépassement d'un paramètre sismique donné (par exemple les pics d'accélération, de vitesse ou de déplacement du sol) pour une période d'exposition et un emplacement définis (généralement au rocher).

Dans la plupart des pays, le risque sismique est défini par un zonage effectué par les autorités nationales.

Les spectres de réponse élastique présentent les réponses maximales d'une série de systèmes, à un seul degré de liberté et de périodes naturelles différentes, pour une excitation du sol donnée. Les amplifications des spectres de réponse varient avec la valeur d'amortissement.

Des spectres de réponse standards sont communément utilisés. Le spectre est développé en utilisant les pics ou les valeurs réelles des paramètres de mouvement du sol en adéquation avec une forme de spectre standard. Il intègre les effets des propriétés du sol, mais ignore l'influence de la magnitude du séisme et de la distance de la source (Figure 8.104).

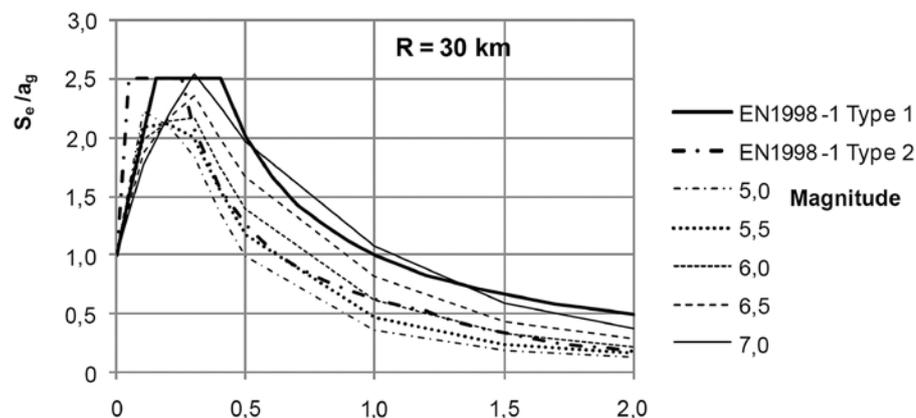


Figure 8.104 Formes des spectres recommandés pour les actions sismiques de Type 1 et de Type 2 définies par l'EN1998-1 et illustration des effets de la magnitude

(d'après Bisch *et al.*, 2011)

Des procédures spécifiques, basées sur des méthodes déterministes ou probabilistes, pour des sites particuliers, sont utilisées pour produire des spectres de réponse spécifiques, en prenant en compte les conditions sismiques et géologiques du site.

Les mouvements en surface sont fortement influencés par les couches du sol situées en profondeur et, réciproquement, les caractéristiques du sol influencent beaucoup les réponses sismiques des structures. La norme EN 1998-1 fournit par exemple cinq types de sol (de A à E) et les coefficients d'amplification de site (S).

Des conseils pour le choix des paramètres sismiques se trouvent dans ICOLD (2010).

8.8.1.2 Propriétés du sol

Résistance

Pour les sols cohérents, la résistance à prendre en compte est la résistance au cisaillement non drainée (c_u). Pour la plupart des matériaux, cette valeur peut être considérée comme égale à la résistance au cisaillement « statique » conventionnelle. Certaines argiles plastiques peuvent être sujettes à des dégradations cycliques avec perte de résistance. En conséquence, la plupart des experts recommandent de diminuer de 20 % la résistance statique non drainée de ces argiles, afin de prendre en compte la perte de résistance lors d'un événement sismique fort. Cependant, certaines argiles peuvent montrer une augmentation de la résistance au cisaillement avec le taux de chargement. Ces phénomènes doivent idéalement être pris en considération lors du choix de la contrainte de cisaillement non drainée.

Pour les sols pulvérulents (non cohérents), les propriétés importantes sont l'angle de frottement effectif ϕ' et la cohésion effective c' . Ces paramètres sont directement utilisables pour les sols secs ou partiellement saturés. Pour les sols saturés, il est nécessaire de connaître la variation de la pression interstitielle, u , pendant les cycles de chargement car elle influe directement sur la contrainte de cisaillement (cf. section 7.8.3.3). La norme EN 1998-5 suggère une approche alternative, qui consiste à utiliser la contrainte de cisaillement non drainée, sous une contrainte cyclique, $\tau_{cy,u}$. Cette contrainte de cisaillement non drainée peut être déterminée à partir d'essais en laboratoire ou par des relations empiriques faisant intervenir, par exemple, la densité relative du sol ou n'importe quel autre paramètre de référence tel que le nombre de coups, N , mesuré lors d'essais au pénétromètre standard (SPT).

Note

Ces considérations permettent l'évaluation de la valeur de la résistance caractéristique pertinente au sens de l'Eurocode 7 partie 1 et la valeur de dimensionnement (par exemple, en appliquant le facteur partiel γ_M dit « facteur pour un paramètre de sol » de l'approche 3, cf. section 7.5.4).

Déformation caractéristique

La rigidité du sol est définie par le module de cisaillement du sol G :

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (8.187)$$

où $\Delta\tau$ et $\Delta\gamma$ sont respectivement les variations de contrainte de cisaillement et de déformation. À très petites déformations, $G_{\max} = \rho V_s^2$, où ρ est la masse volumique du sol et V_s la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol (Section 7.9.5). Dans la plupart des modèles de calcul, les paramètres à utiliser ne sont pas les paramètres élastiques mais les paramètres sécants, en cohérence avec la contrainte de cisaillement moyenne induite par le séisme. La norme EN 1998-5 propose une série de facteurs de réduction corrélée à l'accélération maximale en surface. L'amortissement interne du sol $\eta(\gamma)$, compris généralement entre 5 et 20 %, doit être pris en compte dans certaines analyses.

8.8.2 Stabilité de pente

La stabilité sismique des pentes a été un sujet d'étude d'intérêt considérable dans le domaine de l'ingénierie géotechnique durant les quarante dernières années. Au cours de cette période, la pratique est passée de simples analyses pseudo-statistiques à des analyses plus complexes en déplacement. Une gamme d'outils allant de l'analyse de glissement de blocs à l'analyse de réponses multidimensionnelles,

non-linéaires et dynamiques, sont maintenant disponibles pour prédire les déplacements permanents. Ces outils prennent en compte les mécanismes de la stabilité sismique des pentes avec différents niveaux de rigueur qui requièrent différents niveaux d'information sur le comportement du matériau. Les plus utiles sont ceux pouvant représenter les mécanismes physiques importants d'un cas particulier à partir d'informations pouvant être obtenues de manière pratique et économique (Kramer et Smith, 1997).

8.8.2.1. Approche pseudo-statique

Parmi l'ensemble des méthodes d'analyse de stabilité sismique les méthodes pseudo-statiques sont les plus anciennes et les plus utilisées. Elles représentent les effets transitoires d'un mouvement sismique en appliquant des accélérations constantes et unidirectionnelles (horizontales et verticales) à une masse de sol potentiellement instable. Les forces d'inertie résultantes sont considérées et sont appliquées dans les directions qui déstabilisent la pente. Les intensités des charges pseudo-statiques horizontales et verticales sont généralement exprimées en termes de coefficients sismiques, k_h et k_v , numériquement égaux aux ratios des forces d'inertie sur le poids de sol potentiellement instable. En calculant les forces et/ou le moment d'équilibre du sol potentiellement instable, un facteur de sécurité pseudo-statique peut être obtenu. Ce facteur donne un indice de stabilité en conditions sismiques. Le choix d'un coefficient sismique approprié est fondamental mais compliqué (Kramer et Smith, 1997).

Dans les analyses pseudo-statiques, les forces d'inertie sismiques F_H et F_V agissant sur la masse de sol glissant (cf. figure 8.105), respectivement dans les directions horizontale et verticale, doivent être prises telles que :

$$F_H = k_H W \quad (8.188)$$

$$F_V = k_V W \quad (8.189)$$

où :

- k_h = coefficient sismique pseudo-statique horizontal (-)
- k_v = coefficient sismique pseudo-statique vertical (-)
- W = poids total de la masse glissante (kN)

Le coefficient sismique vertical n'est généralement pas pris en compte. Les simplifications faites en approche pseudo-statique pour évaluer la stabilité sismique des pentes comprennent :

- le remplacement du mouvement sismique transitoire par une accélération horizontale constante égale à $k_h g$ (où g est l'accélération de la gravité)
- la simplification de l'amplification du mouvement dans les digues en utilisant le pic d'accélération horizontale moyenne de la masse en rupture.

Méthodes de stabilité de pente

La plupart des méthodes de stabilité de pente décrites dans la section 8.6 peuvent être utilisées en ajustant le poids W de chaque tranche pour prendre en compte les forces d'inertie sismiques F_H et F_V .

Propriétés des sols

La résistance statique non drainée doit être utilisée dans l'analyse. La plupart des experts recommandent de réduire de 20 % la résistance statique non drainée des argiles molles pour tenir compte de la perte de résistance lors de forts tremblements de terre.

Choix du coefficient sismique

Différents auteurs proposent des recommandations pour le choix d'un coefficient sismique pseudo-statique approprié. Les premières recommandations ont été développées pour des barrages en terre et étaient basées sur un niveau de déformation acceptable qui ne compromettrait pas l'intégrité de l'ouvrage.

Avec une limite de 1 m comme critère pour des performances acceptables, Seed (1979) recommande d'utiliser des coefficients sismiques de 0,1 et 0,15 (avec un facteur de sécurité de 1,15) pour des magnitudes respectives de 6,5 et 8,25 (accélération en crête inférieure à 0,75 g).

Les expressions générales pour les coefficients sismiques sont données par les équations suivantes :

$$k_H = \pm \alpha S \frac{a_g}{g} \quad (8.190)$$

$$k_V = \pm \beta S \frac{a_{vg}}{g} \quad (8.191)$$

a_g = accélération maximale horizontale au rocher (m/s^2)

a_v = accélération maximale verticale du sol au rocher (m/s^2)

S = facteur d'amplification du site (-)

G = accélération de la gravité (m/s^2)

Les paramètres α et β définissent le pic d'accélération horizontale moyenne de la masse en rupture potentielle (en incluant l'amplification dans la digue) à partir de l'accélération du sol. Il faut souligner que choisir $\alpha < 1,0$ implique que s'il existe des surfaces de glissement pour lesquelles la condition $F_s < 1$ est vérifiée, des déplacements permanents se produiront pendant le séisme.

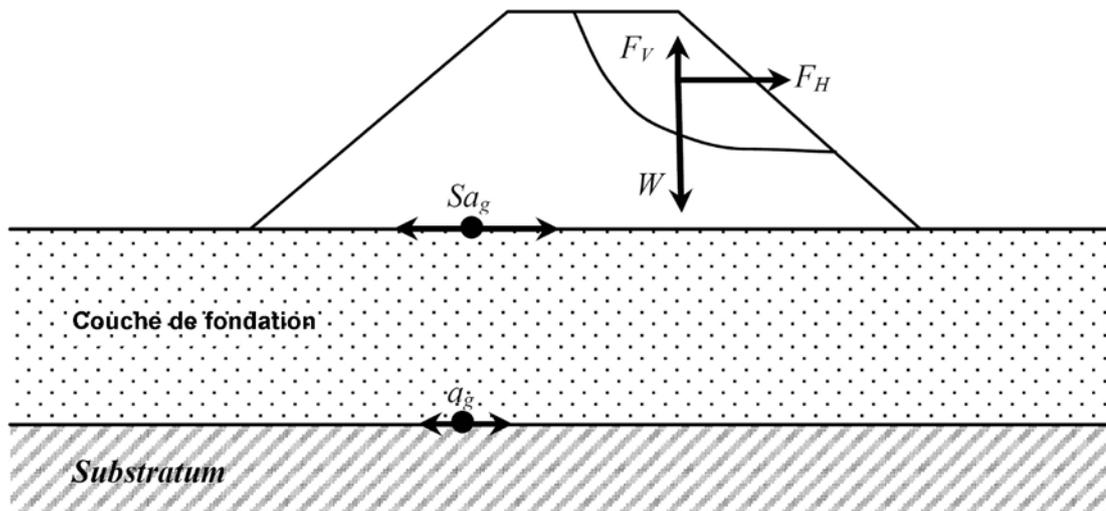


Figure 8.105 Définition des termes utilisés dans l'approche pseudo-statique

Les valeurs généralement acceptées dans la pratique sont $\alpha = 2/3$ et $\beta = 0$. Cependant, pour la conception des talus, la norme BS EN 1998-5 : 2004 propose d'utiliser un coefficient sismique horizontal $\alpha = 0,5$ et $\beta = 0,17-0,25$ selon le ratio a_v/a_g . La valeur du coefficient a été choisie en s'appuyant sur des analyses empiriques, sur les performances observées des talus et des endiguements pendant les séismes et sur des rétro-calculs. Dans le cas de la conception d'une structure sensible, qui implique de limiter les déplacements permanents induits, des valeurs plus élevées de coefficient sismique peuvent être choisies. Ces valeurs peuvent être égales ou plus fortes que l'accélération maximale du sol à la base de la digue ($\alpha \geq 1$) si une amplification du mouvement dans la digue est attendue. Par exemple, l'usage en Suisse pour la construction de barrage est de considérer l'amplification $\alpha = 1,5$ (OFEG, 2003).

L'analyse pseudo-statique des talus évalue de manière conservatoire le potentiel d'occurrence d'une rupture de pente provoquée par un chargement sismique. Si l'analyse amène à un facteur de sécurité inférieur à 1, alors il existe un potentiel de mouvement (pas nécessairement de rupture) du talus et une analyse en déformation peut s'avérer utile pour quantifier les déformations sismiques permanentes.

8.8.2.2 Approches pseudo-dynamiques

Analyse de glissements par blocs

Cette approche est basée sur l'analogie d'un bloc rigide reposant sur un plan incliné, qui représente une masse de sol potentiellement instable (cf. figure 8.106). Une procédure simple pour estimer les déplacements d'une pente pendant un tremblement de terre se base sur le concept d'accélération critique (a_c) (ou limite) proposé à l'origine par Newmark (1965). L'accélération limite est l'accélération pseudo-statique minimale requise pour provoquer un déplacement du bloc (facteur de sécurité $F_s = 1$). Lorsque l'accélération équivalente appliquée au bloc, qui correspond aux forces d'inertie dues au séisme, excède l'accélération critique, un déplacement du bloc se produit.

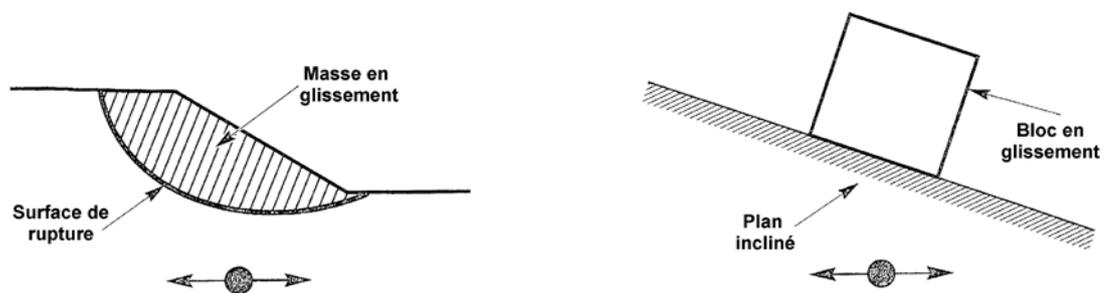


Figure 8.106 **Analogie entre une masse potentiellement en glissement et un bloc rigide reposant sur un plan incliné** (d'après Kramer, 1996).

Dans le cas d'un massif de sol rigide, le déplacement permanent est obtenu par une double intégration de l'accélération excédentaire (cf. figure 8.107). Étant donné que le déplacement lors d'un séisme peut dépasser l'accélération critique à plusieurs reprises, un certain nombre d'incrément de déplacements peuvent se produire. Ainsi, le déplacement total est influencé aussi bien par la durée de mouvement que par l'amplitude et la fréquence du spectre sismique.

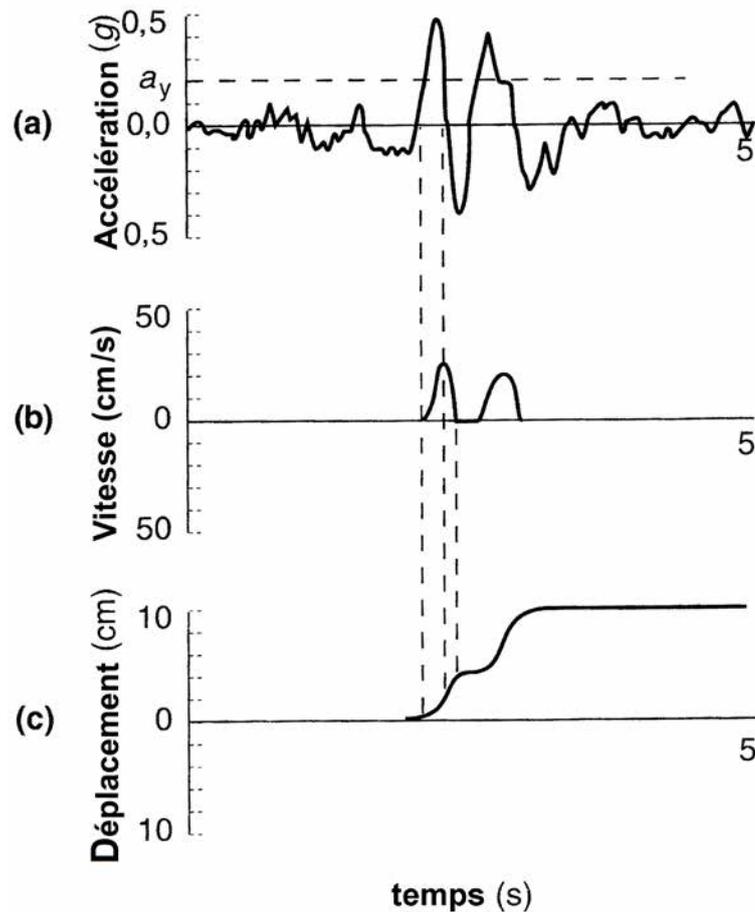


Figure 8.107 **Schéma d'intégration de Newmark**
(d'après Wilson et Keefer, 1985)

Différentes approches ont été développées pour affiner la méthode de Newmark, en utilisant des impulsions en accélération variées et un large recueil d'enregistrements de mouvements forts réels.

Formule d'Ambraseys et Menu (1988)

En se basant sur l'analyse de cinquante enregistrements de mouvements forts lors de onze séismes, Ambraseys et Menu (1988) ont proposé diverses équations de régression pour estimer le déplacement en fonction du ratio d'accélération critique. Ils en concluent que l'équation caractérisant le mieux les résultats de leur étude est la suivante :

$$\ln(D) = 0.90 + \ln \left[\left(1 - \frac{k_c}{k_{max}} \right)^{2.53} \left(\frac{k_c}{k_{max}} \right)^{-1.09} \right] \pm 0.30 \quad (8.192)$$

où :

D est le déplacement attendu de la masse de sol glissante (cm)

$k_c = a_y/g$ est le facteur sismique critique (-)

$k_{max} = a_{max}/g$ est le facteur sismique moyen (-).

Formule de Jibson (2007)

Jibson a suggéré d'utiliser l'intensité d'Arias (I_a) plutôt que l'accélération maximale du sol pour caractériser les fortes secousses. Arias (1970) définit cette mesure du contenu sismique d'un enregistrement de mouvement fort ainsi :

$$I_a = \frac{\pi}{2} \int_0^T [k(t)]^2 dt \quad (8.193)$$

où :

g = l'accélération de la gravité (m/s^2)

T = la durée significative du tremblement de terre (s)

$k(t) = a(t)/g$, l'histoire du coefficient sismique

Comme l'intensité d'Arias prend en compte l'accélération enregistrée en fonction du temps et non simplement sa valeur maximale, elle fournit une caractérisation plus complète du mouvement sismique enregistré lors d'un séisme fort. Jibson (2007) a proposé l'analyse rigoureuse de centaines d'enregistrements de mouvements forts pour générer l'équation de régression suivante :

$$\ln(D) = 0.561 \ln I_a - 3.833 \ln \left(\frac{k_c}{k_{max}} \right) - 1.474 \pm 0.616 \quad (8.194)$$

Domaine de validité

La précision d'une analyse d'un bloc en glissement dépend de celle du mouvement appliqué au plan incliné (cf. figure 8.108). Cette méthode suppose que la masse susceptible de glisser soit rigide. Dans ce cas le mouvement d'entrée est le mouvement du sol au niveau de la surface de rupture. Cependant, les talus de digues réelles se déforment pendant le séisme. Leur réponse dynamique dépend de leur géométrie, de leur rigidité et du spectre de mouvement du sol sous-jacent. Pour des digues composées de sols rigides et/ou soumises à des vibrations de basse fréquence, le déplacement latéral au travers de la masse susceptible de glisser peut être quasiment en phase et l'hypothèse d'un bloc rigide est une bonne approximation. Dans le cas de sols plus mous et/ou soumis à des fréquences de vibration plus hautes, le champ de déplacement dans la masse glissante peut ne pas être en phase. Lorsque cela se produit, les forces d'inertie agissant sur la masse en glissement ont différentes directions et les forces d'inertie résultantes peuvent être significativement plus faibles que dans l'hypothèse d'un bloc rigide.

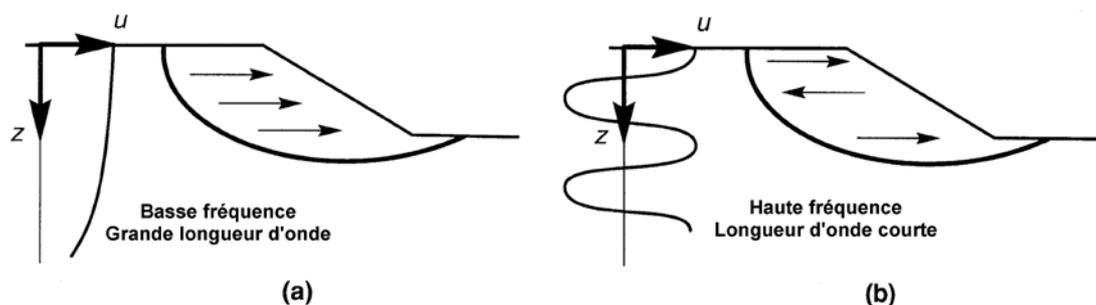


Figure 8.108 **Influence de la fréquence sur les déplacements induits par les séismes, mouvement du sol en phase (a) et mouvement du sol dans des directions opposées (b)**
(d'après Kramer, 1996)

Approche de Makdisi et Seed

Makdisi et Seed (1978) utilisent l'analyse dynamique s'appuyant sur la méthode aux éléments finis pour déterminer la composante horizontale des contraintes dynamiques agissant sur une surface potentielle de rupture. La force d'inertie résultante est divisée par la masse de sol située au-dessus de la surface de rupture pour obtenir l'accélération moyenne de la masse susceptible de glisser. Une analyse par glissement de bloc est ensuite conduite pour estimer le déplacement des digues et barrages en terre induit par le séisme. Une procédure simplifiée a été développée en faisant des hypothèses simplificatrices sur les résultats des analyses numériques.

Coefficient sismique critique k_c

Dans la procédure simplifiée, l'accélération critique ($k_c g$) pour une surface potentielle de rupture particulière est calculée en utilisant la résistance limite dynamique du sol (en supposant une réduction de 20 % de la résistance non drainée). L'accélération critique limite, k_c , peut être déterminée en combinant une analyse de stabilité de pente et des méthodes d'équilibre limite. Dans ce but, il faut noter que la méthode de Sarma donne explicitement un coefficient sismique critique (limite).

Coefficient sismique en crête, $k_{0,max}$

L'étape suivante de la méthode consiste à déterminer le coefficient sismique maximum en crête de digue ($k_{0,max}$). Ceci peut se faire grâce à l'équation suivante :

$$k_{0,max} = \frac{1}{g} \sqrt{(1.6 S_{a,1})^2 + (1.06 S_{a,2})^2 + (0.86 S_{a,3})^2} \quad (8.195)$$

où $S_{a,n}$ est l'accélération spectrale pour le n ème mode correspondant à la période T_n .

Les trois premières périodes naturelles peuvent être déterminées par :

$$T_1 = 2.62 \frac{h}{V_s} \quad , \quad T_2 = 1.14 \frac{h}{V_s} \quad , \quad T_3 = 0.73 \frac{h}{V_s} \quad (8.196)$$

où :

h est la hauteur de la digue

V_s la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans le sol.

Coefficient sismique moyen de la masse glissante, k_{max}

La réponse dynamique de la digue est fondée sur un ratio d'accélération qui varie avec la profondeur de la surface potentielle de glissement (z) par rapport à la hauteur de la digue (H). La relation entre ces paramètres est représentée sur la Figure 8.109.

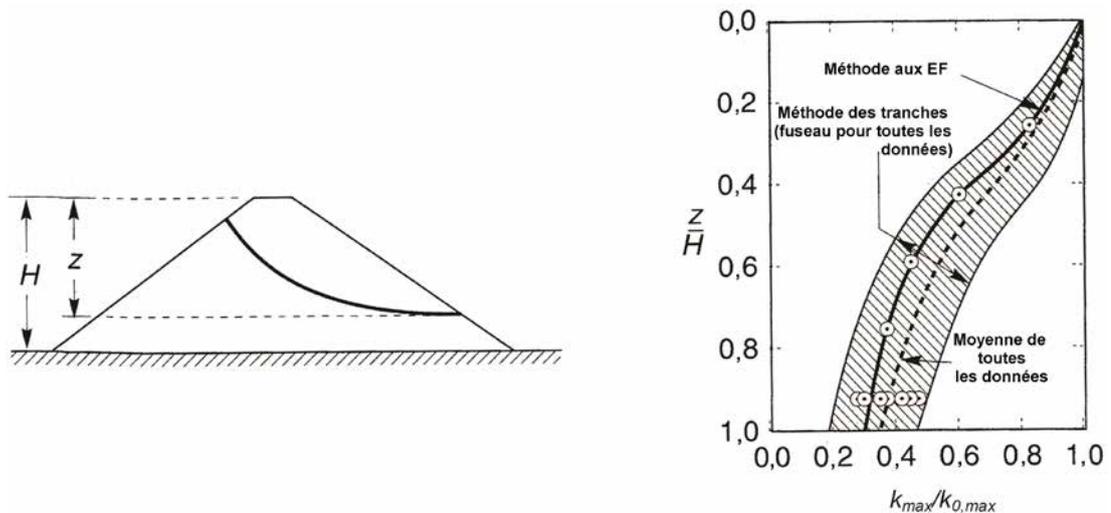


Figure 8.109 **Influence de la profondeur de la surface de rupture sur l'accélération maximale moyenne de la masse susceptible de glisser**
(d'après Makdisi et Seed, 1978)

Domaine de validité

Il s'agit de l'une des principales limites de cette méthode. Comme le montre la figure 8.109 - qui présente les résultats basés sur des analyses par la méthode linéaire équivalente de la réponse de colonnes de déchets placées sur une fondation rigide soumises à un certain nombre de mouvements du sol - le coefficient sismique maximum en crête de digue $k_{0,max}$ varie significativement. Il existe une grande incertitude sur la valeur de $k_{0,max}$ à utiliser. La forte incertitude sur l'estimation de k_{max} vient de la forte incertitude sur l'accélération maximale en crête. Même avec des analyses avancées, estimer le coefficient sismique maximum en crête est difficile et la nécessité d'utiliser des analyses dynamiques, à quelque niveau que ce soit, pour estimer l'accélération en crête est contradictoire avec la volonté d'avoir une méthode simplifiée ne nécessitant pas d'analyses plus avancées.

De plus, les valeurs limites données par l'abaque de Makdisi et Seed (1978, Figure 8.109) de $k_{max}/k_{0,max}$ en fonction de z/H ne sont pas les véritables bornes à prendre en compte. Les structures en terre rigides subissant des mouvements de sol avec des périodes moyennes proches de la période de dégradation de la structure en terre peuvent avoir des valeurs de k_{max} excédant 50 % de l'accélération maximale en crête en cas de glissement de la base (c'est-à-dire $z/h = 1,0$) et les structures en terre flexibles subissant des mouvements de sol avec des périodes moyennes basses peuvent avoir des valeurs de k_{max} inférieures à 20 % de l'accélération maximale en crête en cas de glissement de la base (Kramer, 1996).

La variation du déplacement normalisé permanent avec le coefficient sismique critique pour des séismes de différentes magnitudes est présentée sur la figure 8.110.

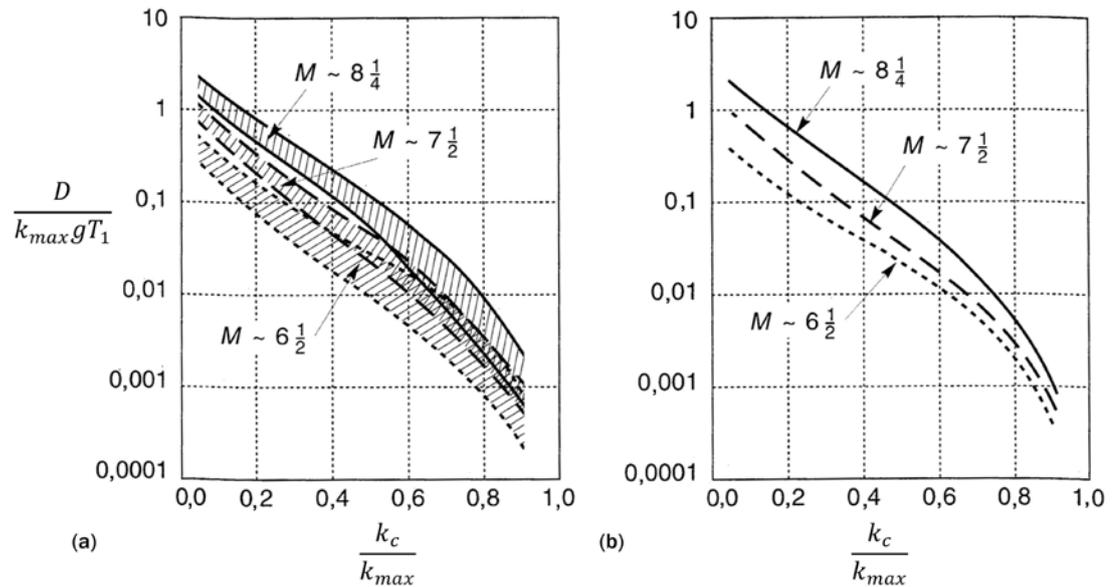


Figure 8.110 Variation du déplacement permanent normalisé (D) avec le coefficient sismique critique pour différentes magnitudes, résumé de plusieurs séismes (a) et valeurs moyennes (b) (d'après Maksidi et Seed, 1978)

Méthode de Bray et Travarou (2007)

Le mouvement du sol pendant un séisme est l'une des composantes les plus importantes d'une analyse sismique en déplacement puisqu'il contribue grandement à la valeur du déplacement sismique. Cependant, les procédures simplifiées d'estimation du mouvement d'un talus actuellement disponibles sont largement basées sur un nombre relativement faible d'enregistrements ou de simulations de séisme. Bray et Travarou (2007) ont essayé de dépasser cette limitation en travaillant sur une large base de données de cas d'étude.

L'accélération spectrale a été couramment employée en ingénierie sismique pour déterminer un chargement sismique équivalent agissant sur une structure à partir du mouvement du sol lors d'un séisme. De manière similaire, Bray et Travarou (2007) ont trouvé que l'accélération spectrale élastique pour un amortissement de 5 % et pour la période fondamentale dégradée de la masse potentiellement instable, égale à 1,5 fois la période fondamentale initiale, était la mesure optimale de l'intensité du mouvement du sol en termes d'efficacité et de rapidité.

Au contraire des méthodes précédemment développées, Bray et Travarou (2007) utilisent un modèle entièrement couplé prenant en compte le comportement vibratoire de la structure et les comportements déviatoriques et volumétriques du sol constituant la digue. Cette approche élimine le problème des modèles non couplés qui ne sont pas toujours conservatifs. La première étape est de déterminer l'accélération critique, k_c , en utilisant l'analyse de stabilité de pente (méthodes à l'équilibre limite). Ensuite le modèle pour estimer le déplacement sismique, D , s'appuie sur deux calculs discrets de :

- la probabilité de déplacements négligeables (typiquement $D \leq \delta = 1$ cm) ;
- la quantité probable de déplacements non nuls.

La probabilité de déplacements négligeables est calculée grâce à l'équation suivante :

$$P(D \leq \delta) = 1 - \Phi(-1.76 - [3.22 + 0.484T_s] \ln(k_c) + 3.52 \ln(S_a(1.5T_s))) \quad (8.197)$$

où :

D = déplacement sismique (cm)

Φ = la fonction de répartition d'une loi normale centrée réduite

k_c = coefficient limite (-)

T_s = période fondamentale de la masse en glissement (s) (figure 8.111)

S_a = accélération spectrale du mouvement de sol connu pour une période de $1,5 T_s$ (g)

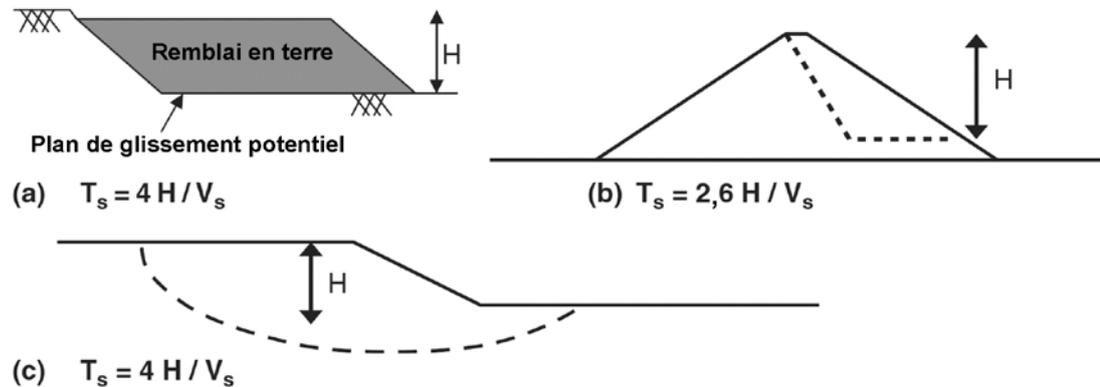


Figure 8.111 Période fondamentale initiale d'une masse susceptible de glisser
(d'après Bray, 2007)

Si la probabilité de déplacement négligeable est faible, la quantité de déplacement non nul, D , peut être estimée par l'équation suivante :

$$\ln(D) = -1.10 - 2.83 \ln(k_c) - 0.333 [\ln(k_c)]^2 + 0.566 \ln(k_c) \ln(S_a(1.5 T_s)) + 3.04 \ln(S_a(1.5 T_s)) - 0.244 [\ln(S_a(1.5 T_s))]^2 + 1.50 T_s + 0.278 (M - 7) \pm \varepsilon \quad (8.198)$$

où :

M = magnitude du séisme (-)

ε = variable aléatoire à distribution normale avec une moyenne de zéro et un écart-type $\sigma = 0,66$.

Pour éliminer le biais dans le modèle lorsque $T_s \approx 0$ s, le premier terme de l'équation doit être remplacé par $-0,22$ lorsque $T_s < 0,05$ s. La fourchette de valeurs pour le déplacement sismique excédentaire allant de la médiane- σ à la médiane+ σ peut être approchée par l'intervalle allant de la moitié au double du déplacement sismique médian estimé. Ainsi, pour obtenir approximativement l'estimation entre 16 et 84 % du déplacement sismique excédentaire, celui-ci sera calculé en utilisant l'équation avec $\varepsilon = 0$ et en divisant par deux et en doublant le résultat obtenu.

Domaine de validité

La méthode de Bray et Travararou a été conçue à l'origine pour l'analyse des endiguements (barrage et décharges) et des pentes naturelles (sols et roches). Elle a été développée pour étudier la composante déviatorique maximale du mouvement à la base des endiguements. Cette approche ne cherchait pas à traiter les sols susceptibles de subir une augmentation de pression de l'eau interstitielle pendant le séisme et le régime d'adoucissement associé. Le modèle statistique a été construit à partir de 688 accélérogrammes de 41 séismes ayant des magnitudes comprises entre 5,5 et 7,6, enregistrés à moins de 100 km de l'épicentre pour des ouvrages fondés sur une large gamme de types de sols différents. Les calculs concernent les endiguements d'une hauteur comprise entre 12 et 100 m, des vitesses de propagation des ondes de cisaillement allant de 200 à 425 m/s, des coefficients sismiques critiques allant de 0,02 à 0,4 et des périodes fondamentales variant de 0 à 2 secondes. La méthode s'appuie sur l'hypothèse d'un poids volumique constant égal à 17,6 kN/m³, avec une seule courbe d'évolution du module de cisaillement et de l'amortissement. Ce choix est justifié par la faible incidence de ces courbes sur les résultats de l'analyse de sensibilité.

La validation de la méthode sur 16 barrages a montré de bonnes prédictions pour les structures ayant subi les déplacements sismiques les plus faibles (< 5 cm). Le modèle donne l'ordre de grandeur pour les déplacements sismiques les plus grands (5 à 50 cm) et offre généralement une meilleure prédiction que les précédentes méthodes. L'interprétation de ce test de validation suggère que le déplacement estimé serait de zéro lorsque la méthode prédit une probabilité de déplacement négligeable supérieure ou égale à 50 %. Cependant, une probabilité de 0 % de déplacements négligeables correspond à des déplacements mesurés supérieurs à 15 cm.

8.8.3 Tassement en crête

Swaigood (2003) a conduit une étude approfondie sur des cas historiques de comportements de barrages en terre pendant les séismes, particulièrement ceux qui ne sont pas sujets aux problèmes de liquéfaction. Les objectifs de l'étude étaient de déterminer si une tendance « normale » de déformation sismique pouvait être prédite et si certains facteurs avaient toujours un effet sur la quantité de dommages et de déformation prévisibles pendant les séismes. Près de soixante-dix cas historiques ont été étudiés, comparés et statistiquement analysés. Les résultats de cette étude empirique ont montré que les facteurs les plus importants semblant affecter le tassement en crête de digue pendant le séisme incluent :

- l'accélération maximale du mouvement sismique en surface ;
- la magnitude du séisme.

Les relations entre l'importance du tassement mesuré et les accélérations maximales en surface pendant le séisme sont représentées sur la figure 8.112.

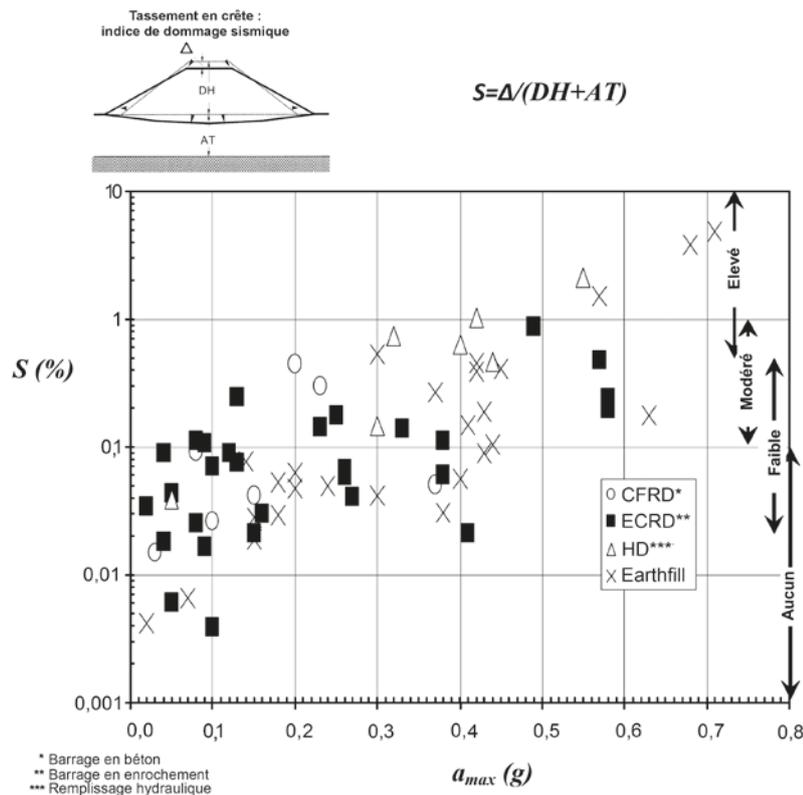


Figure 8.112 Relations empiriques entre l'accélération maximale en surface et le tassement en crête (Swaigood, 2003)

Une équation empirique est formulée comme une aide à l'estimation du tassement en crête :

$$S = \exp(6.07a_{max} + 0.57M - 8.00) \quad (8.199)$$

où :

S = tassement en crête relatif (%)

a_{max} = accélération maximale en surface du site (PGA) (g)

M = magnitude du séisme (-)

Domaine de validité

Comme la fiabilité de ce type de méthode dépend de la base de données à partir de laquelle la relation a été établie, cette approche ne donne qu'un ordre de grandeur du tassement en crête. Des différences entre les données calculées et les données mesurées allant d'un facteur 1 à 6 sont possibles. En raison de sa tendance exponentielle, cette formule peut être limitée aux zones modérément sismiques. Cette méthode peut uniquement être utilisée comme règle empirique dans les premières phases du projet ou pour une estimation rapide des tassements.

8.8.4. Liquéfaction induite par les séismes

La liquéfaction désigne le terme générique pour la perte de résistance de sols sans cohésion en raison d'un excès de pression interstitielle de l'eau causé par un chargement cyclique. Dans de nombreux séismes forts, la liquéfaction a été observée et a été à l'origine de dommages significatifs sur les infrastructures et les bâtiments. Le mécanisme de la liquéfaction a été étudié en détail depuis les années 1960, en commençant par les tremblements de terre de Niigata et d'Alaska en 1964. La connaissance de ce mécanisme a été progressivement améliorée, permettant une meilleure prédiction de son apparition pendant les séismes.

8.8.4.1 Processus physiques

Le terme liquéfaction est utilisé pour décrire des phénomènes dans lesquels la génération de la pression interstitielle en excès amène à l'adoucissement et/ou à l'affaiblissement significatif de la résistance du sol (Kramer et Elgamal, 2001). L'accroissement des pressions interstitielles dans le massif de sol peut résulter aussi bien de l'application de contraintes statiques ou cycliques, de chocs ou de transferts d'eau entre les couches. Le terme de liquéfaction recouvre plusieurs phénomènes physiques différents tels que l'écoulement par liquéfaction (flow liquefaction) et la mobilité cyclique (cyclic mobility), qui sont définis comme suit :

- **l'écoulement par liquéfaction** est un phénomène qui apparaît quand la liquéfaction est initiée dans un sol dont la résistance résiduelle est plus petite que la résistance nécessaire pour assurer l'équilibre statique du milieu (les contraintes motrices sont en excès par rapport à la résistance résiduelle). Ce type de rupture ne se produit que dans les sols lâches de faible résistance résiduelle. Il est la conséquence d'une instabilité qui, une fois déclenchée, provoque ce mouvement. Il peut conduire à des déformations extrêmement grandes (glissement de type écoulement). Toutefois, ces déformations sont effectivement entraînées par les contraintes de cisaillement statiques encore présentes. Les cas d'écoulements par liquéfaction sont relativement rares en pratique, mais ils peuvent être la cause d'immenses dégâts ;
- **la mobilité cyclique** est un phénomène pendant lequel les contraintes de cisaillement cycliques produisent des pressions interstitielles dans un sol dont la résistance résiduelle est plus grande que celle qui est nécessaire pour assurer l'équilibre statique du milieu. Ce mécanisme se manifeste souvent *in situ* sous la forme de déplacement latéral (*lateral spreading*), processus d'accumulation de déplacements permanents sous l'effet des contraintes statiques pendant la durée d'un séisme. Ces déformations peuvent advenir aussi bien dans des sols relativement denses que dans des sols lâches avec des amplitudes plus ou moins prononcées.

Les divergences de vue sur la définition de la liquéfaction des sols proviennent des différentes approches envisagées, selon que l'on privilégie les sites (et les ouvrages) ou les actions ou les aspects comportementaux des sols sableux en termes de description avec des essais en laboratoire ou en termes de modélisation. Les définitions ci-dessus séparent les effets du mouvement au sein du massif de sol du mécanisme qui l'anime. Mais il est souvent difficile, voire impossible, de faire la différence sur le terrain dans bien des cas. Notons que le terme de résistance résiduelle paraît mal approprié aux sables si l'on se réfère au cisaillement ultime des argiles. Mais c'est l'usage.

Pour finir, il convient de distinguer la notion de susceptibilité à la liquéfaction de celle de potentiel de liquéfaction. Selon Youd et Perkins (1978), la susceptibilité d'un sol à la liquéfaction représente l'incapacité du sol à résister à des contraintes de cisaillement cycliques. Elle ne dépend que des propriétés du sol : propriétés des particules, structure du sol (texture), indice des vides, conditions initiales. Au contraire, le potentiel de liquéfaction d'un massif de sol concerne le risque de liquéfaction du massif de sol dans des conditions sismiques données. Le potentiel de liquéfaction dépend des sollicitations sismiques en tant que chargement extérieur et de la susceptibilité du sol à la liquéfaction en tant que comportement.

8.8.4.2 Paramètres d'influence

Sur le terrain, la liquéfaction concerne généralement des sols sans cohésion, en particulier les sables fins à grossiers, surtout lorsque ces matériaux ont une granulométrie uniforme. Cependant, ces indicateurs, basés sur le comportement d'un volume de sol élémentaire (essai en laboratoire), ne sont pas suffisants pour caractériser le phénomène de liquéfaction à l'échelle d'une couche de sol, de nombreux facteurs additionnels étant impliqués dans ce processus.

La susceptibilité d'un sol à la liquéfaction représente l'incapacité du sol à résister à des contraintes de cisaillement statiques ou cycliques et ne dépend que des propriétés physiques et mécaniques du sol. Le potentiel de liquéfaction d'un massif de sol concerne le risque de liquéfaction du massif dans des conditions de chargement envisagées, statiques, cycliques, sismique ou par chocs. Le potentiel de liquéfaction d'une couche de sol dépend de plusieurs facteurs, qu'il n'est pas toujours facile de distinguer sur les sites (Prakash, 1981). Une liste de ces facteurs peut être établie comme suit :

- Paramètres liés au site :
 - épaisseur et profondeur de la couche ;
 - morphologie du site ;
 - profil des sols sous-jacents, profondeur du substratum, de la couche de surface (et toutes leurs propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques) ;
 - saturation et conditions de drainage (conditions aux limites hydrauliques) ;
 - degrés de liberté du mouvement du sol dans les conditions cinématiques du site ;
 - ouvrages construits sur le site, y compris les renforcements de sol.
- Paramètres liés au chargement :
 - type de chargement appliqué au sol depuis son état initial, statique (monotone) ou dynamique (cyclique) ;
 - en mode statique, la charge et la vitesse ;
 - en mode dynamique, l'intensité, la fréquence et la durée de chargement et, pour un chargement sismique, l'intensité et la durée du mouvement sismique, la distance à la source, etc.
- Paramètres liés au sol :
 - historique et âge du dépôt ;
 - propriétés physiques du sol (granulométrie, densité relative, etc.), sa structure, son homogénéité, sa cimentation ;
 - propriétés mécaniques (résistance non drainée, déformabilité) et hydrauliques (perméabilité) et leur anisotropie ;
 - état mécanique initial, dépendant de la profondeur et de l'histoire du sol.

Densité

Le comportement mécanique des sols sableux dépend de deux facteurs principaux : leur état et leur nature. La nature du sol correspond à la composition minéralogique des grains, à la granulométrie, à la forme et l'angularité des grains, à la fraction fine, etc. L'état du sol correspond aux conditions auxquelles le sol est soumis. Cet état est décrit par des variables telles que la densité relative (représentée par l'indice de densité I_d) (cf. section 7.8.3), la texture du sol et la contrainte effective *in situ*.

En général, la résistance cyclique des sables dépend fortement de la densité. Les sables lâches sont susceptibles de s'affaisser en conditions drainées et ont une plus grande susceptibilité à la liquéfaction en conditions non drainées.

Effet de l'âge

La résistance des sols sableux à la liquéfaction est non seulement influencée par la densité relative et la granulométrie, incluant la présence de fines, mais également par l'âge de la formation, qui affecte la structure du sol. Les mécanismes précis du vieillissement des sols ne sont pas encore bien compris. Cependant, ces mécanismes sont liés à des processus mécaniques tels que la sédimentation, la surconsolidation ou le réarrangement des particules dans des configurations plus stables et/ou les processus de cimentation par création de liens entre les particules de sols.

Youd et Perkins (1978) remarquent que les sols les plus récents, c'est-à-dire de moins de 500 ans, ont une susceptibilité à la liquéfaction allant de haute à très haute. Les sols les plus vieux de l'âge Holocène (500 à 10 000 ans) ont une susceptibilité moyenne à haute et les sols d'âge Pléistocène (10 000 ans à 1,8 millions d'années) une susceptibilité faible à très faible.

Contraintes initiales

Les états de contrainte rencontrés *in situ* ne sont pas isotropes et il existe de nombreuses situations, en pratique, où le sol de fondation supporte une contrainte de cisaillement initiale non nulle sur un plan horizontal (dans une pente ou au pied d'une fondation ou d'une structure en terre). Dans les situations les plus simples, les états de contraintes initiaux sont définis par un coefficient de pression des terres au repos K_0 , différent de l'unité, qui est le ratio entre la contrainte effective horizontale σ'_{h0} et la contrainte effective verticale σ'_{v0} à la profondeur z ($K_0 = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0}$). Lors d'un séisme, le sol est soumis à des contraintes de cisaillement additionnelles (cycliques) causées par la propagation des ondes dans le sol. La présence d'un état initial statique joue un rôle important sur la réponse cyclique du sol.

Les études visant à évaluer l'effet des contraintes initiales sur la résistance cyclique aboutissent à des conclusions contradictoires. Il apparaît que les résistances cycliques des sables peuvent aussi bien augmenter que diminuer en présence de contraintes initiales anisotropes, selon la densité relative du sable (s'il est dilatant ou contractant), le niveau de contraintes de cisaillement statiques et l'amplitude de la contrainte cyclique Δq_{SA} (cycles alternatifs ou non).

Mode de chargement

En laboratoire, la résistance cyclique des sables dépend du mode de chargement (triaxial, cisaillement direct, torsion ou autre). Des facteurs de correction ont été proposés pour mettre en cohérence les mesures de résistance à partir de différentes sources. Plus généralement, la résistance dépend aussi de la nature des signaux sismiques uni- ou multi-directionnels.

Structure du sol

La résistance cyclique des sables reconstitués en laboratoire dépend fortement de la méthode de préparation des échantillons (pluviation, damage humide, compactage). Cela montre l'importance des effets structuraux.

De nombreux autres facteurs ont été étudiés expérimentalement, en particulier la nature des sables, leur structure (donnée par la méthode de préparation pour les sols reconstitués), la forme et la taille des grains, leur friabilité, etc. Ces facteurs semblent souvent avoir une influence significative, au moins dans le domaine des petites déformations et jusqu'au déclenchement d'une instabilité possible du sable, ils paraissent avoir moins d'influence en régime d'écoulement permanent.

8.8.4.3 Critères de liquéfaction pour les sables

D'un point de vue phénoménologique, la définition de la liquéfaction des sables, basée sur des essais en laboratoire monotones et cycliques non drainés, comprend :

- deux phases successives, une phase de déclenchement (ou non) de l'instabilité du sol, suivie (ou non) par une phase d'écoulement ;
- des seuils de déclenchement, qui peuvent être définis par différents critères formulés en termes de déformations, contraintes ou pression interstitielle ou une combinaison de ces paramètres.

Toutes les définitions données dans la littérature ne sont pas équivalentes et tous les seuils ne sont pas interchangeables, car ils dépendent souvent des conditions dans lesquelles ils ont été définis (parmi lesquelles les modes de chargement, l'état initial, la structure du sable, etc.). Ainsi, il est important de distinguer le critère de déclenchement de la liquéfaction des sables et ses effets potentiels.

En termes de chargement cyclique, la rupture est définie par un seuil de déformation axiale atteint pour un nombre donné de cycles uniformes en contraintes de cisaillement. Cette définition de la liquéfaction correspond au point où une perte soudaine de résistance est observée suivie par une déformation illimitée. D'autres définitions sont basées sur le ratio de pression interstitielle $r_u = \sigma_v/u$ et sur l'initiation de la liquéfaction définie comme le moment où $r_u = 100\%$.

En pratique, la définition des critères pour la liquéfaction est assez arbitraire. En effet, les seuils sont définis pour des petites à moyennes déformations. Cependant, les conditions d'état affectent fortement le comportement des sables dans cette gamme de déformations et les critères dépendent fortement, entre autres, des modes de chargement. Il est donc difficile de définir des critères pour le déclenchement de la liquéfaction en général et applicables aux conditions *in situ* (inconnues).

État des sables *in situ*

Les études sur le comportement des sables naturels ne peuvent pas être conduites sans des moyens efficaces de prélèvement de ces matériaux *in situ*. Différentes techniques sont utilisées, telles que le carottage en large diamètre ou la congélation avant le prélèvement et le transport au laboratoire. Des essais ont montré que la résistance cyclique des sables naturels est généralement plus grande que celle d'échantillons du même sable reconstitués à la même densité, du fait probablement de leurs mécanismes de dépôt et de vieillissement.

8.8.4.4 Potentiel de liquéfaction des sols argileux

Il est difficile de déterminer la susceptibilité à la liquéfaction des sols limoneux et argileux et, lorsqu'il y a susceptibilité, de la caractériser. En d'autres termes, « les méthodes d'essais et les critères pour les sables sont-ils applicables aux sols argileux et/ou limoneux ? ». Cette question se pose d'abord pour les dépôts non consolidés récents, constitués généralement de matériaux mous, peu résistants et très déformables.

Boulanger et Idriss (2006) proposent de nouveaux critères pour qualifier la susceptibilité à la liquéfaction des limons et des argiles saturés. Le terme liquéfaction est utilisé de manière incorrecte dans ce cas, même si ces matériaux peuvent présenter de hauts niveaux de déformation lors de chargements monotones ou cycliques. De plus, en considérant les sols fins comme un tout, les auteurs défendent l'utilisation du terme liquéfaction pour décrire les fortes déformations ou les pertes de résistance qui apparaissent dans les sols sableux (ou les sols de type sable) et du terme adoucissement cyclique pour décrire les mécanismes similaires rencontrés dans les sols argileux (ou les sols de type argile).

Les sols argileux récents peu consolidés sont mous et déformables. Ils possèdent une résistance très faible (cohésion non drainée, c_u) et un faible module de déformation. Dans les dépôts naturels, homogènes et normalement consolidés, c_u augmente de manière quasiment linéaire avec la profondeur. La relation entre c_u et la contrainte verticale effective σ'_{v0} est de l'ordre de 0,2 ($c_u/\sigma'_{v0} \approx 0,2$). Mais la cohésion non drainée dépend aussi du degré de consolidation de l'argile. La cohésion non drainée est utilisée pour normaliser les propriétés mécaniques des argiles, telles que le ratio τ_{cyc}/C_u par exemple, où τ_{cyc} est la résistance au cisaillement cyclique. La cohésion non drainée des argiles augmente aussi avec la vitesse de chargement, de 5 à 15 % par log de cycle de taux de cisaillement.

Les essais cycliques non drainés montrent généralement une amplification progressive des déformations, associée à une augmentation graduelle de la pression interstitielle sans aucun signe d'instabilité, sauf dans le cas particulier d'argiles sensibles. L'état de contrainte effective nulle n'est pas atteint pendant les cycles ($r_u < 100\%$).

8.8.4.5 *Potentiel de liquéfaction des sols limoneux*

Les limons peuvent être considérés comme des matériaux intermédiaires entre les sables et les argiles en termes de comportement non drainé. De nombreux auteurs ont souligné leur caractère liquéfiable à partir des observations *in situ* de différents séismes. Quant aux sols sableux, beaucoup d'études expérimentales se concentrent sur des essais en laboratoire sur des sols reconstitués en mélangeant du sable à des particules limoneuses voire argileuses. Pour les sables reconstitués, la représentativité de ces mélanges est souvent discutée.

Les échantillons de limon intact en conditions non drainées montrent, sous un chargement cyclique, un comportement intermédiaire entre ceux des argiles naturelles non consolidées et ceux des sables. Par rapprochement avec les sables, leur dilatance aide à limiter les déformations. Mais la dilatance ne peut être aussi importante que dans les sables propres car les vides sont remplis par des particules fines. Toutefois, plusieurs études ont montré que les limons ou les sables limono-argileux avec des plasticités faibles à moyennes se comportent différemment des sables sous chargements cycliques en conditions non drainées, particulièrement en termes de progression des déformations et de génération de pressions interstitielles. Les données disponibles actuellement ne révèlent pas de mécanismes d'instabilité dans les limons intacts.

Il y a un certain niveau de confusion dans l'ingénierie à propos de la susceptibilité à la liquéfaction des sols limoneux (Andrews et Martin, 2000). Étant donné que la taille des grains limoneux se trouve entre celle des grains de sables et celle des particules argileuses, il est souvent supposé que la susceptibilité à la liquéfaction des limons se trouve quelque part entre la forte susceptibilité des sables et la non susceptibilité des argiles. La confusion est encore plus forte lorsque les limons et les argiles sont regroupés sous le seul terme de « fines ».

8.8.4.6 *Critères des propriétés physiques des sols*

Des procédures pour identifier les sols potentiellement liquéfiables ont été développées autour des limites de consistance, de la granulométrie et de la teneur en eau ou de combinaisons de ces propriétés. Ces procédures sont basées sur une proposition de Wang (1979), plus tard développée par Seed et Idriss (1982) sous le nom de « Critères chinois » (cf. figure 8.113).

Ces critères sont utilisés pour identifier les sols suspects vis-à-vis du risque de liquéfaction et les sols non susceptibles de se liquéfier, selon les conditions de site et le niveau sismique. Cependant, des auteurs tels que Boulanger et Idriss (2006) pensent que ces critères sont souvent interprétés à tort comme des preuves d'absence du risque de liquéfaction et devraient être abandonnés en pratique.

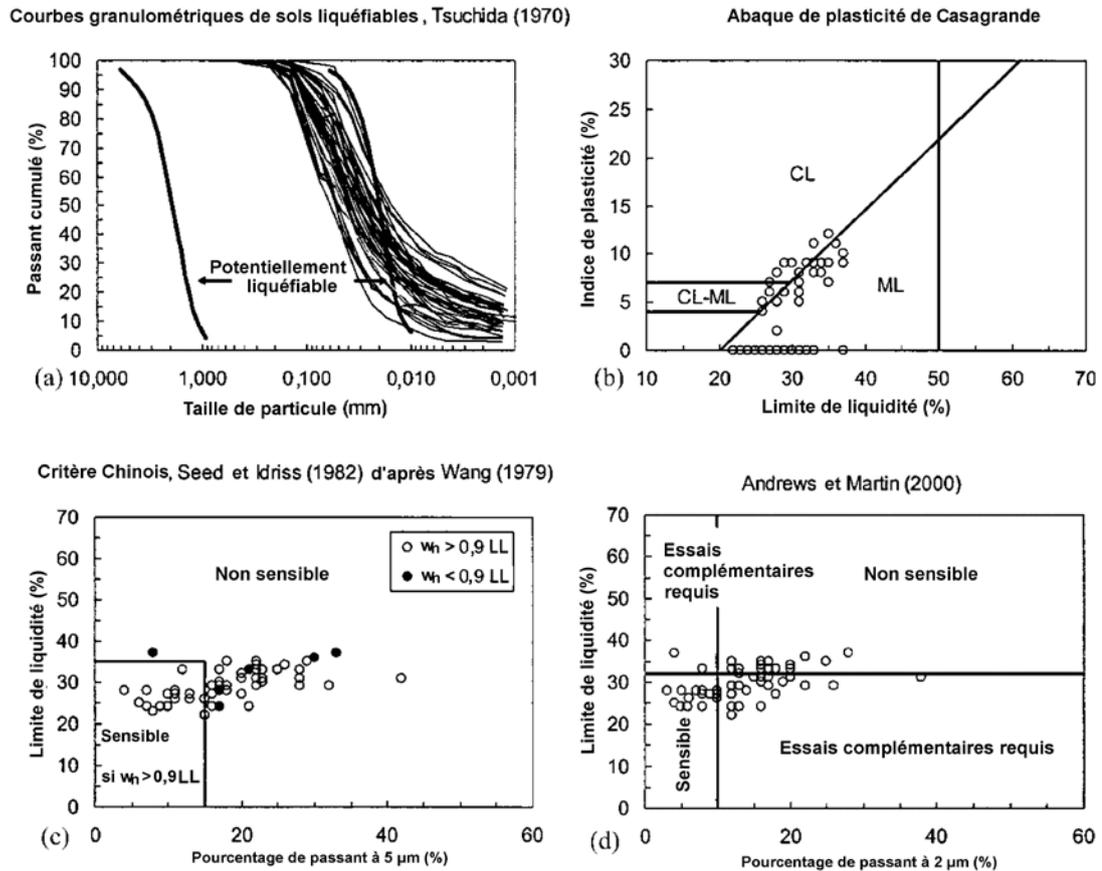


Figure 8.113 Différents critères pour déterminer la susceptibilité à la liquéfaction des sols fins (d'après Seed et Idriss, 2004)

Cependant, les propriétés physiques des sols fins peuvent toujours renseigner sur la susceptibilité d'un sol à la liquéfaction. Ces propriétés peuvent fournir des indications utiles pour distinguer les sols à comportement de type sableux de ceux ayant un comportement de type argileux, comme le montrent Boulanger et Idriss (2004). En se basant sur un grand nombre de publication de résultats d'essais cycliques et monotones non drainés, ces auteurs proposent de classer les sols selon deux familles de comportement. Ces classifications sont associées aux limites de consistance, ce qui permet de prendre en compte un comportement intermédiaire entre sols sableux et sols argileux. La transition se fait sur une gamme très étroite d'indices de plasticité allant de 3 à 7 (cf. figure 8.114).

Les auteurs proposent ensuite des règles pour les applications pratiques. Les sols ayant un indice de plasticité supérieur à 7 ($IP \geq 7$) peuvent être considérés comme ayant un comportement argileux. Cela inclut les argiles de faible plasticité (CL). Pour les sols classés comme limons et argiles de faible plasticité (ML-CL), le critère peut être réduit à $IP \geq 5$. Les sols qui ne remplissent pas ce critère doivent être considérés comme sableux et éventuellement liquéfiables, sauf si des essais spécifiques *in situ* ou en laboratoire démontrent le contraire. Ces sols sont ceux pour lesquels les corrélations avec les résultats des essais *in situ* sont les plus appropriés pour évaluer leur résistance cyclique (CPT, SPT). Pour les sols dont le comportement est intermédiaire et dont l'IP est compris entre 3 et 6, il est recommandé de mener des essais en laboratoire en complément des essais *in situ*, dont les résultats ne sont pas considérés comme totalement fiables dans ce cas. En l'absence d'essais en laboratoire, le seuil reste $IP = 7$.

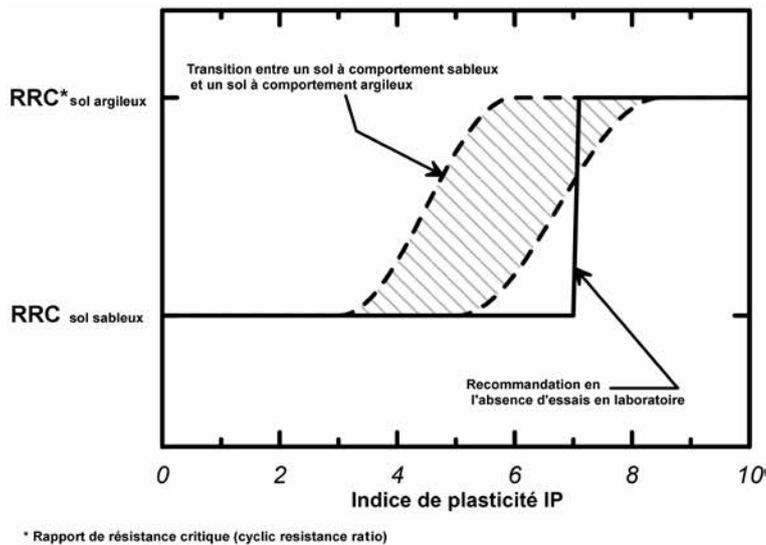


Figure 8.114 **Illustration schématique de la transition entre comportement sableux et comportement argileux pour des sols fins pour un IP croissant, CRR = ratio de résistance cyclique** (d'après Seed et Idriss, 2004)

8.8.4.7 Méthodes simplifiées

Une procédure simplifiée pour l'évaluation de la résistance des sols à la liquéfaction a été proposée par Seed et Idriss (1971). La résistance à la liquéfaction est exprimée au moyen du taux de résistance au cisaillement cyclique du sol (CRR), tandis que la charge cyclique imposée au sol par le séisme est exprimée par le taux de contrainte cyclique (CSR). La liquéfaction du sol est possible si $CSR \geq CRR$.

Deux hypothèses sont à la base des méthodes simplifiées. La première suppose que les contraintes de cisaillement agissent sur un plan horizontal dans le massif de sol. Cette hypothèse est basée sur l'approximation selon laquelle les ondes de cisaillement se propagent verticalement depuis la base de la colonne de sol jusqu'à son sommet. La deuxième hypothèse est de considérer que les signaux sismiques irréguliers peuvent être convertis en signaux équivalents dont l'amplitude est uniforme et en relation avec l'accélération maximale en surface.

Détermination du ratio de contrainte cyclique

En prenant ces hypothèses, les contraintes induites par le séisme dans le massif de sol se réduisent à une contrainte de cisaillement dont la valeur maximale à la profondeur z est donnée par :

$$\tau_{max} = \sigma_{v0} \frac{a_{max}}{g} r_d \tag{8.200}$$

où :

a_{max} est l'accélération maximale en surface (m/s^2),

g la constante gravitationnelle ($9,81 m/s^2$)

σ_{v0} la contrainte verticale totale

r_d un coefficient de réduction de la contrainte qui prend en compte la flexibilité de la colonne de sol (c'est-à-dire que $r_d = 1$ correspond à un comportement de corps rigide), qui décroît de 1 à la surface à approximativement 0,9 à une profondeur de 12 m.

Les contraintes cycliques uniformes équivalentes produites par la contrainte sismique τ_{sis} à la profondeur considérée peuvent être exprimées ainsi :

$$\tau_{sis} = 0.65 \tau_{max} \tag{8.201}$$

Le coefficient 0,65 définit une valeur de cycles plus représentative du chargement subi par le massif de sol pendant le séisme. D'autres valeurs proches ont été proposées dans la littérature (0,67 ou 0,66). Dans cette approche, le CSR (taux de contrainte cyclique) est donné par :

$$CSR = \frac{\tau_{sis}}{\sigma'_{v0}} \quad (8.202)$$

où σ'_v est la contrainte verticale effective à la profondeur considérée. La méthode introduit aussi un facteur correctif de magnitude (MSF) pour fournir une représentation approchée des effets de la durée de vibration ou un nombre équivalent de cycles de contrainte. Le taux de contrainte cyclique est défini comme un facteur normalisé pour permettre la comparaison de séismes de magnitudes différentes :

$$MSF = \frac{CSR_M}{CSR_{7.5}} \quad (8.203)$$

Au final, le taux de contrainte cyclique normalisé est calculé par :

$$CSR_{7.5} = 0.65 a_{max} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{r_d}{MSF} \quad (8.204)$$

Détermination du facteur MSF

La relation proposée par Idriss (1999) est présentée sur la Figure 8.115 et s'exprime de la manière suivante :

$$MSF = 6.9 e^{-M/4} - 0.058 \leq 1.8 \quad (8.205)$$

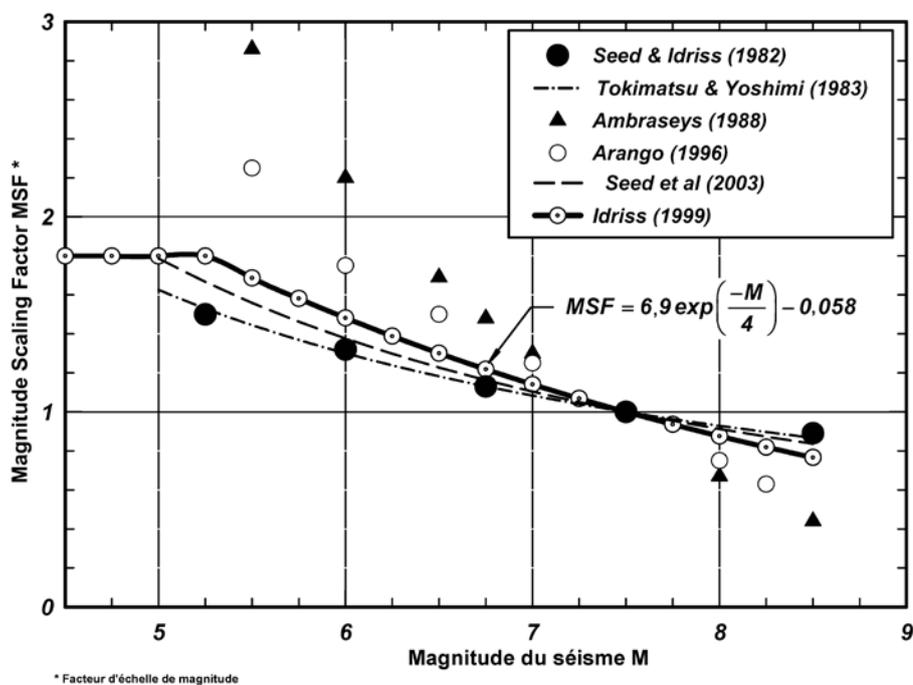


Figure 8.115 Facteur de correction de magnitude proposé par différents experts (Boulanger et Idriss, 2004)

Détermination du facteur r_d

Le paramètre r_d doit être exprimé en termes de profondeur et de magnitude de séisme (cf. figure 8.116). La relation empirique suivante a été obtenue par Idriss (1999) :

$$r_d = -1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) + M \left[0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right] \quad (8.206)$$

où :

z = profondeur (m)

M = magnitude du séisme (-)

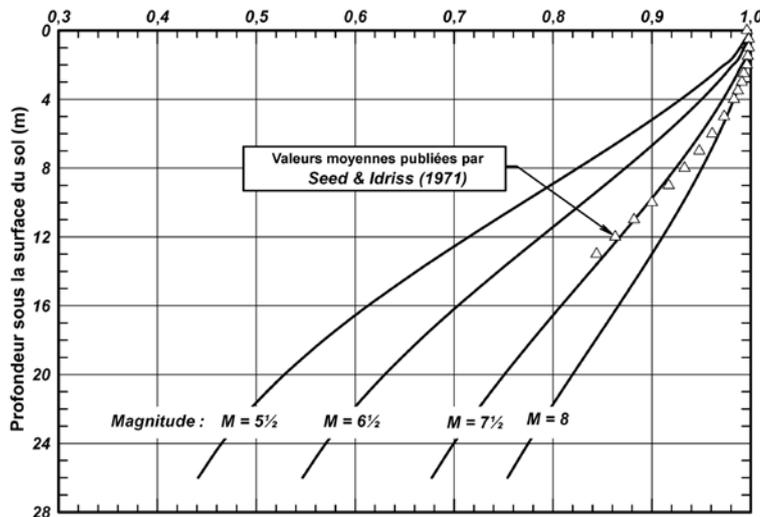


Figure 8.116 Variation du facteur de réduction de la résistance avec la profondeur et la magnitude du séisme (Boulanger et Idriss, 2004)

Résistances SPT et CTP normalisées

D'après Idriss et Boulanger (2004), l'utilisation efficace du nombre de coups SPT et de la résistance de pointe CPT comme valeurs pour caractériser la liquéfaction des sols nécessite de séparer l'effet de la densité du sol et la contrainte effective de confinement sur la résistance à la pénétration. En conséquence, Seed *et al.* (1975) incluent la normalisation de la résistance à la pénétration dans le sable par $\sigma'_{v0} = 1$ atm (101 kPa) dans la procédure empirique. Le but de cette normalisation est d'obtenir des quantités indépendantes de σ'_{v0} , plus susceptibles d'être liées à la densité relative des sables (Boulanger et Idriss, 2004).

Essais au pénétromètre standard (SPT)

Pour les essais SPT, cette normalisation prend actuellement la forme :

$$N_{1,60} = C_N \frac{E}{E_{60}} N \quad (8.207)$$

où :

C_N = facteur de correction (-)

E = énergie de choc transmise par le pénétromètre (J)

E_{60} = 60 % de l'énergie de choc (J)

N = nombre de coups (-)

Boulangier et Idriss (2004) ont proposé les expressions suivantes pour déterminer le facteur de correction à partir d'un processus itératif :

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{N_{1,60}}} \leq 1.7 \quad (8.808)$$

Essais au pénétromètre statique (CPT)

La résistance de pointe normalisée est donnée par :

$$q_{c,1N} = C_q q_c \quad (8.209)$$

où

C_q = facteur de correction (-)

q_c = résistance de pointe statique (kPa)

Le facteur de correction est aussi estimé itérativement à partir de la formule empirique :

$$C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{1.338 - 0.249 q_{c,1N}} \leq 1.7 \quad (8.210)$$

Mesures de vitesse des ondes de cisaillement *in situ*

Comme pour les résistances SPT et CPT, la vitesse des ondes de cisaillement est normalisée ainsi :

$$V_{s1} = C_V V_s \quad (8.211)$$

Où :

$$C_V = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \leq 1.4 \quad (8.212)$$

Détermination du taux de résistance cyclique (CRR)

Une fois les résistances normalisées, la valeur du taux de résistance cyclique pour une magnitude $M = 7,5$ et une contrainte effective verticale $\sigma'_{v0} = 1$ atm peut être estimée en se basant sur les résultats d'essais obtenues sur le terrain (SPT, CPT, vitesse des ondes de cisaillement) et les équations 8.123 à 8.217 détaillées ci-dessous.

SPT

Pour estimer le taux de résistance cyclique, la résistance à la pénétration SPT est ajustée pour une valeur équivalente pour un sable propre telle que :

$$N_{1,60cs} = N_{1,60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right) \quad (8.213)$$

où FC est la fraction fine dans le sol (%), définie comme étant la fraction $< 0,075$ mm (75 μ m). La variation du nombre de coups SPT en fonction du facteur de correction, $C_{N'}$, est présentée sur la figure 8.117.

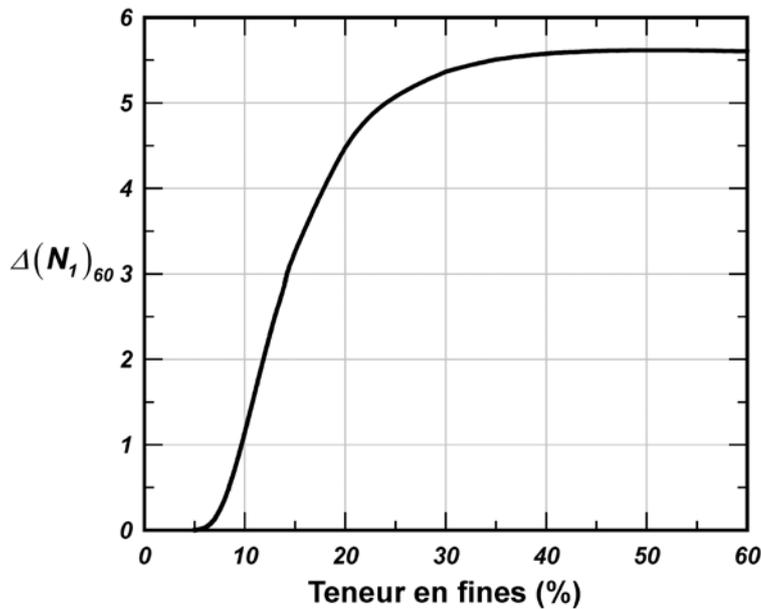


Figure 8.117 Variation du facteur de correction du nombre de coups SPT en fonction de la proportion de fines (Boulangier et Idriss, 2004)

Ainsi, d'après Boulangier et Idriss (2004), le taux de résistance cyclique est donné sur la figure 8.118 et exprimé :

$$CRR_{7.5} = \exp \left(\frac{N_{1,60cs}}{14.1} + \left(\frac{N_{1,60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{N_{1,60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{N_{1,60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right) \quad (8.214)$$

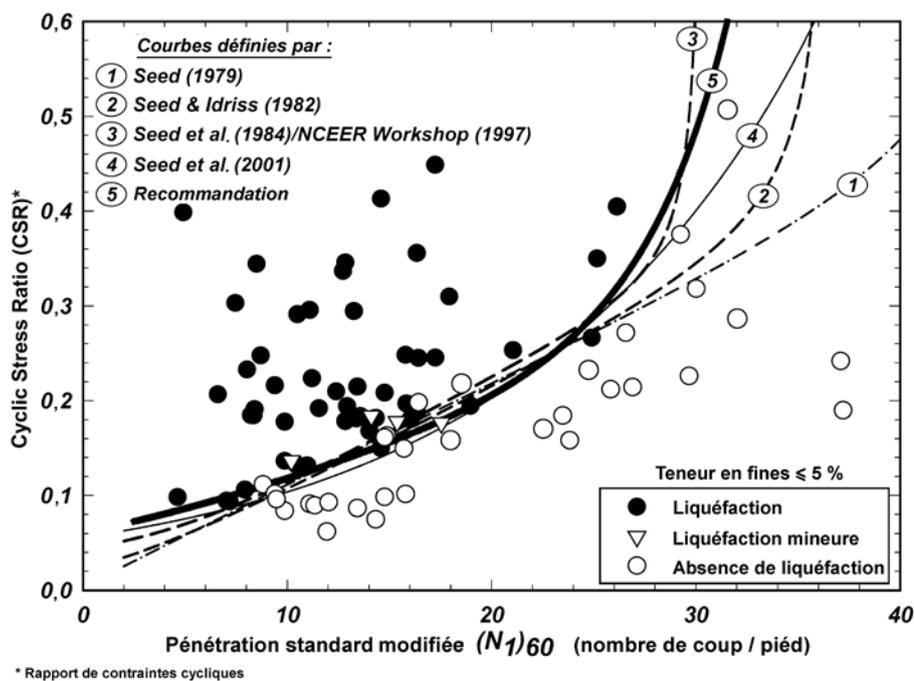


Figure 8.118 Courbes reliant le CRR à $N_{1,60}$ pour les sables propres et courbes recommandées par Boulangier et Idriss (2004) pour $M = 7,5$ et $\sigma'_0 = 1 \text{ atm}$

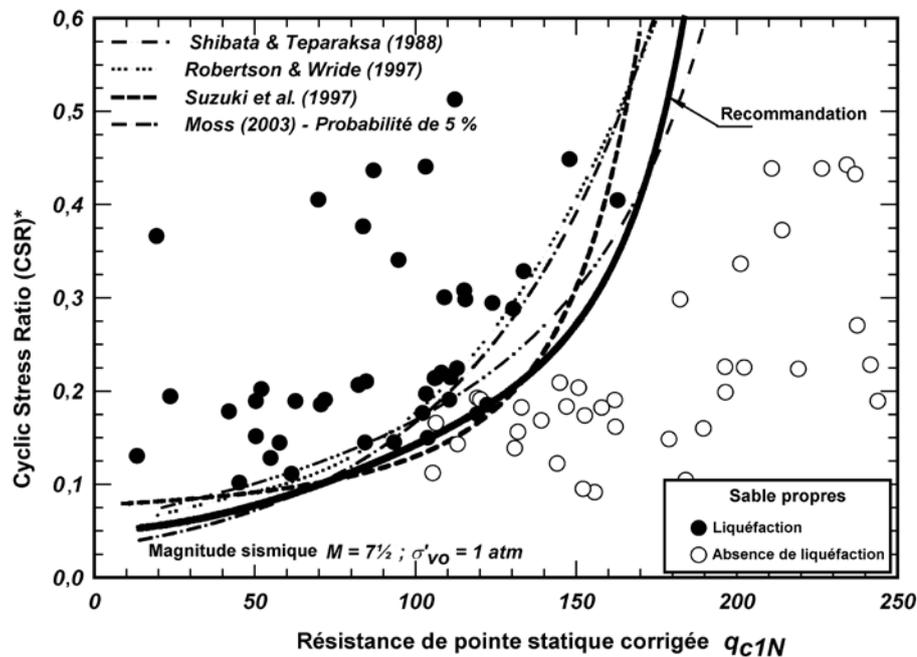
La figure 8.118 montre le nombre de coups SPT corrigé en fonction des taux de contrainte cyclique correspondants pour de nombreux sites ayant subi ou non un phénomène de liquéfaction à la suite d'un séisme. Les différentes lignes correspondent aux différentes courbes proposées pour être la limite entre les zones avec et sans liquéfaction.

CPT

Dans le cas d'essais CPT, et pour les sols avec une fraction fine $\leq 5\%$, l'évolution du taux de résistance cyclique est montrée sur la Figure 8.119 et peut être exprimée ainsi :

$$CRR_{7.5} = \exp \left(\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3.0 \right) \quad (8.215)$$

Dans le cas d'une fraction fine $> 5\%$, des procédures spécifiques peuvent être utilisées pour déterminer la résistance CPT, telles que celles de Robertson et Wride (1997), qui introduisent un indice de comportement de sol qui est fonction de la résistance de pointe et du taux de frottement latéral, ou celles de Moss (2003), qui utilisent des valeurs de taux de contrainte cyclique et de rapport de frottement pour estimer la fraction fine.



* Rapport de contraintes cycliques

Figure 8.119 Courbes reliant le CRR au q_{c1N} pour des sables propres et courbes recommandées par Boulanger et Idriss (2004) pour $M = 7,5$ et $\sigma'_{vo} = 1 \text{ atm}$

Test de vitesse des ondes de cisaillement

L'évolution du taux de résistance cyclique basée sur la vitesse des ondes de cisaillement est montrée sur la figure 8.120 et exprimée ainsi :

$$CRR_{7.5} = \left\{ 0.22 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} \quad (8.216)$$

Où :

$$200 \leq V_{s1}^* = 215 - 0.5 (FC - 5) \leq 215 \tag{8.217}$$

où FC est la fraction fine du sol et V_{s1}^* la valeur maximale de V_{s1} pour la survenue de la liquéfaction. Les courbes recommandées par Andrus et Stokoe (2000) sont données sur la figure 8.120. Sur cette figure, les lignes en pointillés indiquent que l'application de ces courbes pour certains niveaux de V_{s1} est limitée. Elles s'étendent peu en dessous de 100 m/s, car aucune donnée de terrain n'était disponible pour pouvoir les extrapoler jusqu'à l'origine. Il est important de noter que ces courbes limites correspondent à des comportements extrêmes, où des volcans de sable et des fissures apparaissent.

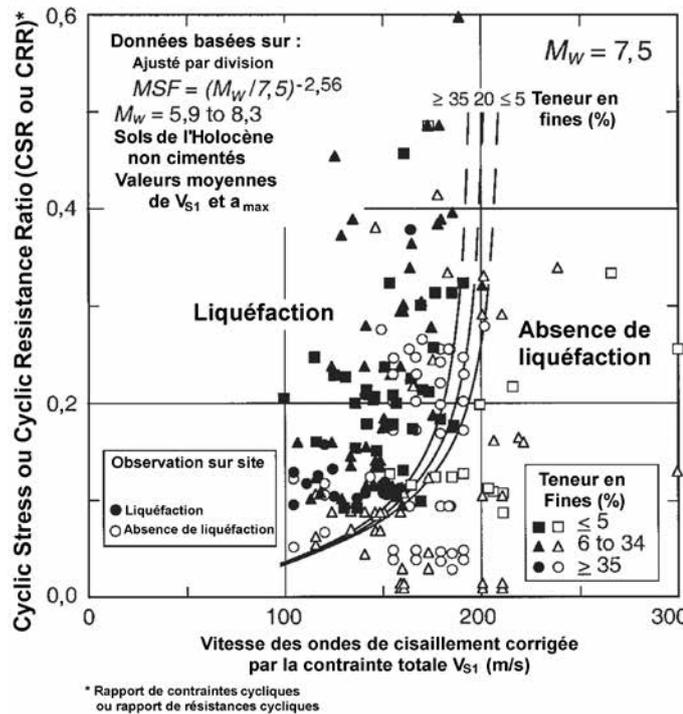


Figure 8.120 Courbes reliant le CRR au V_{s1} pour des sables propres et courbes recommandées par Andrus et Stokoe (2000) pour $M = 7,5$ et $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$

8.8.4.8 Modélisation de liquéfaction des sols

Les méthodes d'analyse de réponse du sol les plus utilisées sont basées sur le modèle linéaire équivalent (Seed, 1973). Ce modèle est une approche en contraintes totales et ne prend donc pas en compte les effets de pressions interstitielles de l'eau sur les propriétés des sols et la réponse dynamique durant les séismes ou les chargements cycliques. Ce manque constitue la raison majeure qui a mené au développement de modèles d'analyse en contraintes effectives capables de générer des pressions interstitielles pendant les séismes ou les chargements cycliques.

Modèles semi-couplés

- Modèle de Martin-Finn-Seed

Le premier modèle de ce type a été établi par Martin *et al.* (1975) et Seed *et al.* (1976). Ils ont proposé une relation entre la pression d'eau interstitielle et le nombre de cycles uniformes en contrainte de cisaillement qui provoquent la liquéfaction (déterminé à partir d'essais triaxiaux cycliques).

Certains codes disponibles dans le commerce proposent l'utilisation successive de modèles linéaires équivalents (par exemple QUAKE/W) pour déterminer une fonction du taux de pression interstitielle basée sur un nombre équivalent de cycles uniformes.

Le taux de pression interstitielle est ensuite utilisé dans des outils d'analyse de stabilité de pente (SLOPE/W) pour déterminer la résistance effective au cisaillement des sols le long d'une surface de glissement donnée. Cette approche simplifiée peut s'avérer utile dans le cas d'une approche progressive.

- **Modèle de Pecker**

L'idée de base de ce modèle (Pecker *et al.*, 2001) consiste à séparer le temps en deux échelles séparées associées (a) au chargement cyclique (temps rapide) et (b) à l'augmentation et la dissipation régulières de pression interstitielle (temps lent). Le phénomène le plus rapide (augmentation ou dissipation de la pression interstitielle) va gouverner l'évolution de la pression interstitielle résiduelle à tout instant. Pour une pression moyenne constante, l'augmentation de pression interstitielle dépend du module de compression du squelette du sol et de l'augmentation de la déformation volumique.

Modèles constitutifs entièrement couplés

Différents modèles constitutifs pouvant représenter le comportement de liquéfaction des sables ont été élaborés (Jefferies 1993, Drescher *et al.*, 1995, Byrne *et al.*, 1995, Gudehus, 1996, Wolffersdorff, 1996, Drescher et Mróz, 1997, Puebla *et al.*, 1997, Niemunis et Herle, 1997, Beaty et Byrne, 1998, Yu, 1998, Boukpeti et Drescher, 2000, Boukpeti *et al.*, 2002, Jefferies et Shuttle, 2002, Mróz *et al.*, 2003, et Imam *et al.*, 2005).

- **Modèle UBCSAND**

Ce modèle a été élaboré à l'université de British Columbia (Byrne *et al.*, 1995, Puebla *et al.*, 1997, et Beaty et Byrne, 1998). Il s'agit d'un modèle élasto-plastique mis au point spécifiquement pour le comportement de liquéfaction du sable. Il est implémenté dans le code informatique commercial FLAC (Fast Lagrangian analysis of Continua, ITASCA 2005). Le modèle UBCSAND est aussi implémenté (Tsegaye, 2010) dans le programme aux éléments finis PLAXIS (Brinkgreve *et al.*, 2010).

- **Modèle hypoplastique pour le sable**

L'hypoplasticité est un cadre récemment mis au point pour les modèles de comportement des matériaux granulaires. À la différence de l'élasto-plasticité, l'hypoplasticité n'utilise pas les concepts de surface critique et de potentiel plastique (Kolymbas, 2000). Il existe différentes versions de l'hypoplasticité dans la littérature. Le modèle hypoplastique (Wolffersdorff, 1996) a été implémenté (Masin, 2010) dans le programme aux éléments finis PLAXIS.

- **Modèle NorSand**

NorSand est un modèle constitutif élasto-plastique basé sur le concept d'état critique (Jefferies, 1993 et Jefferies et Shuttle, 2002). NorSand a été utilisé pour la modélisation d'une gamme de sols allant des limons argileux aux sables (Shuttle et Jefferies, 2010). Ce modèle est capable de représenter le comportement de liquéfaction des sables.

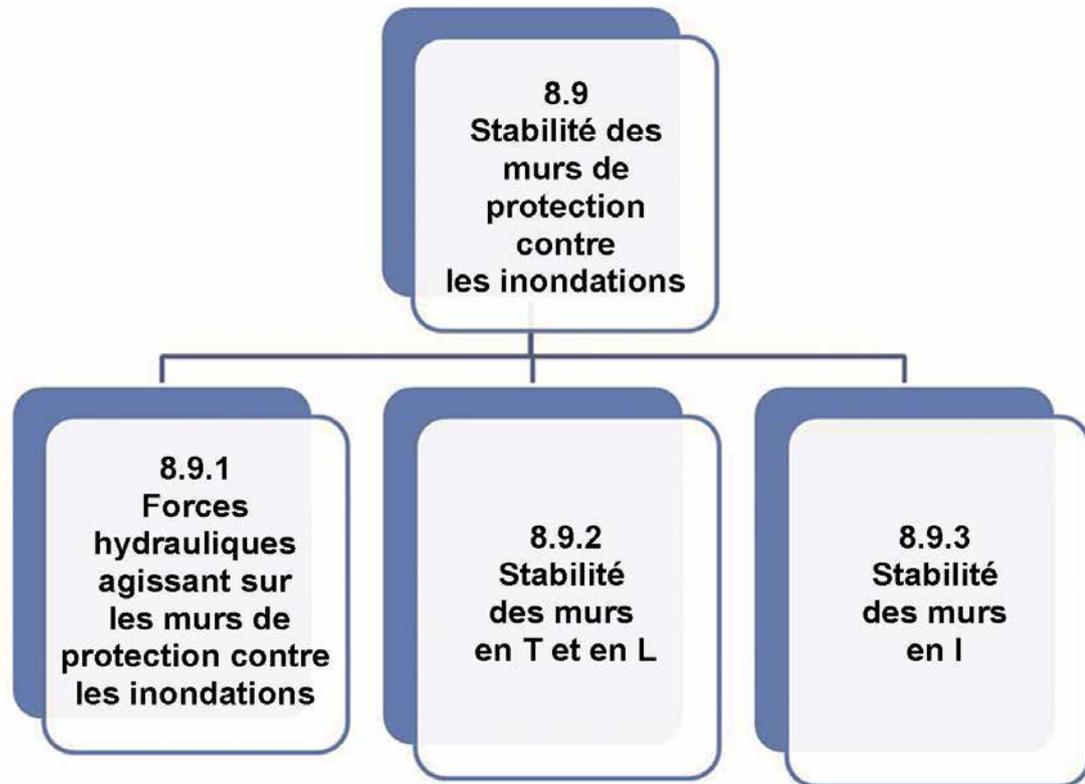
- **CASM – un modèle unifié pour les argiles et les sables**

CASM (clay and sand model) est un modèle élasto-plastique basé sur le concept d'état critique élaboré par Yu (1998) et étendu par Yu *et al.* (2006). CASM est capable de prédire le comportement des argiles et des sols en conditions de chargement drainée et non drainée. CASM a été implémenté (Khong, 2004) dans le programme aux éléments finis CRISP (CRITICAL State soil mechanics Program).

Limites des modèles phénoménologiques

Finn (1999) a montré que la comparaison entre les réponses cycliques observées et les prédictions des modèles pour les chemins de contraintes généraux était très décevante. En fait, malgré le caractère théoriquement général de ces modèles, les prédictions des méthodes élasto-plastiques peuvent dépendre fortement des chemins. Les prédictions sont bonnes pour des chemins de contraintes proches de ceux utilisés pour calibrer les modèles, mais pour des chemins différents les prédictions sont souvent mauvaises.

8.9 STABILITÉ DES MURS DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS (MURS DIGUE)



Les murs digue font partie intégrante des systèmes de lutte contre les inondations et sont particulièrement impliqués lorsqu'ils sont encastrés dans des sections de digues ou forment des transitions avec des portions de digues. Cette section détaille la stabilité des murs digue telle que présentée dans le logigramme.

8.9.1 Contraintes hydrauliques appliquées aux murs digue

L'analyse et la conception des murs digue composant les systèmes d'endiguement requièrent la prise en compte des forces statiques et dynamiques. Les forces statiques s'appliquent lorsque la structure retient un niveau d'eau constant de telle sorte que les pressions qui s'exercent sont hydrostatiques.

Lorsque l'eau est en mouvement des forces dynamiques additionnelles entrent en action. Les forces des vagues sont premièrement estimées en utilisant la méthode "*impulse-momentum*" (principe de la dynamique de translation). Cette méthode implique souvent des méthodes empiriques développées spécifiquement pour estimer les forces des vagues sur des murs verticaux.

L'action des vagues sur un mur est le premier chargement dynamique à considérer pour les murs digue (USACE, 1989). Dans le cas de vagues, une distinction est faite entre l'action de vagues i) non déferlantes ii) déferlantes et iii) ayant déferlées, où les méthodes sont recommandées pour le calcul de force des vagues sur des murs verticaux. Les forces des vagues sur d'autres types de mur (*i.e.* en pente, en escalier et courbes) est moins bien comprise. Ainsi, les méthodes de conception analytiques conventionnelles peuvent nécessiter des investigations complémentaires.

Pour ces cas, un ingénieur spécialisé en génie côtier devrait être impliqué dans la définition des forces de vagues à considérer pour la conception des structures importantes où des sollicitations par les vagues peuvent être attendues.

8.9.1.1 Forces hydrostatiques

La force horizontale produite par l'eau agit perpendiculairement à la surface de l'ouvrage la contenant (dans ce cas, le mur digue). La pression que l'eau exerce sur une surface verticale peut être calculée en multipliant la densité de l'eau, γ , avec la profondeur de l'eau au point considéré, y , tel qu'indiqué dans l'équation 8.218. La pression varie linéairement avec la profondeur telle qu'indiqué dans la figure 8.121. La densité de l'eau peut être supposée constante pour des profondeurs associées aux murs digue, mais sera déterminée par le fait que la composition de l'eau est douce, saumâtre ou salée respectivement pour le cas des rivières, estuaires et océans.

$$p(y) = \gamma y \quad (8.218)$$

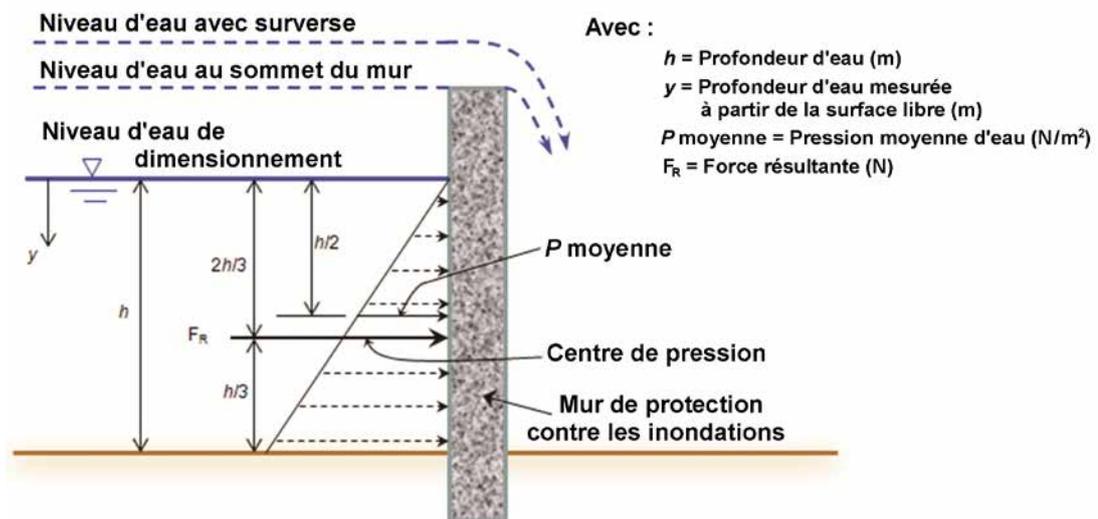


Figure 8.121 Pression hydrostatique agissant sur le mur anti-crue vertical

La force horizontale agit au centroïde de la distribution de pression, qui est situé à $2/3h$ sous la surface de l'eau (cf. figure 8.121) pour un mur vertical. En général, la force en tout point du mur vertical est fonction de la profondeur de l'eau au point considéré.

Lorsqu'un mur digue possède un pan incliné (en contact avec l'eau), les forces horizontales et verticales doivent être prises en considération. La même méthode peut être appliquée lorsque des sections incurvées ou à géométrie irrégulière existent. Le lecteur est renvoyé à des références classiques d'hydraulique pour trouver les formules nécessaires aux calculs des centroïdes et des aires pour ces formes particulières.

En raison de l'incertitude associée à l'estimation de l'ampleur des courants sur les systèmes d'endiguement fluviaux, il est recommandé de calculer les forces agissant sur les murs digue pour :

- le niveau d'eau de conception ;
- les niveaux d'eau égaux au sommet de la crête du mur d'endiguement ;
- le niveau maximum de l'eau qui entraîne la surverse, le cas échéant (cf. figure 8.121).

Le cas de charge critique à prendre en considération pour la conception devrait être celui pour lequel h est égal à la hauteur totale du mur ou au plus haut niveau d'eau attendu si celui-ci est supérieur à la hauteur du mur.

8.9.1.2 Forces dynamiques

Il a été observé depuis de nombreuses années que des conditions de vagues apparemment similaires peuvent donner lieu à des pressions ou des forces radicalement différentes en fonction de la forme de rupture de la vague sur ou à proximité de la paroi. Pour le cas des vagues de vent, il y aura inévitablement un large éventail de déferlement de vagues, mais il est généralement possible d'utiliser les catégories de charge/rupture de vague suivantes :

1. non déferlante ou pulsée ;
2. déferlement impulsif ou impact ;
3. vagues ayant déferlées ;
4. vagues "post déferlement" ou rouleaux.

Les pressions des vagues sur des parois verticales pour deux de ces types de déferlement sont illustrées à la figure 8.122 – vague non déferlante contre déferlement impulsif. Le cas le plus simple (type a), se produit généralement lorsque la vague ne déferle pas, ce cas est aussi appelé réfléchissant ou pulsé. Pour cette condition, le mouvement des vagues est relativement lisse et les principaux processus peuvent être prédits par la simple théorie des ondes. Les méthodes de prédiction simples pour les charges de vagues pulsées proposées par Goda ou Ito prédisent généralement des pressions moyennes jusqu'à environ $p_{av} = 2\rho gH_s$, où H_s est la hauteur significative de la vague incidente locale.

Des forces/pressions bien plus intenses surviennent si la vague se brise directement contre la paroi. Dans ce cas la vague est dite plongeante, déferlante, pulsée ou d'impact (type b). Des recherches européennes ont mesuré des pressions locales d'impact de vagues supérieures ou égales à $p_{impact} = 40\rho gH_s$, bien supérieures à ce qui était prédit par des méthodes simples de conception (Allsop et Vicinanza, 1996 et Allsop *et al.*, 1996a). Par ailleurs, les essais réalisés par Kirkgoz (1995) suggèrent des pressions d'impact jusqu'à $p_{impac} = 100\rho gH$, bien que celles-ci soient très peu probables dans la pratique.

Un déferlement impulsif est fortement influencé par tout monticule, berme ou raideur de pente du lit face à la paroi dans des conditions difficiles à prédire avec des variations/incertitudes importantes. Par le passé, ces variations ont conduit à un manque significatif de clarté sur la prise en compte des forces des vagues.

Des forces plutôt inférieures surviennent si les vagues ont déjà déferlé avant d'atteindre le mur (type c). Le mouvement des vagues est turbulent, mais souvent très aéré. Les prédictions des charges pour ces vagues sont incertaines, avec relativement peu de données de laboratoire ou de terrain. La dernière classe de vague est de type post-déferlement ou rouleaux (type d) généralement appliquée à une paroi dont le pied est au-dessus du niveau statique de l'eau, mais où la tête du rouleau peut encore atteindre le mur.

Les vagues déferlantes surviennent lorsque la profondeur locale de l'eau est insuffisante pour maintenir des vagues non déferlantes. Pour de simples parois verticales sans monticule significatif, les vagues peuvent commencer à déferler lorsque le rapport hauteur des vagues sur profondeur dépasse, par exemple, $H_s/d > 0,35$. Lorsque les conditions locales de vagues approchent la limite de déferlement, la proportion de vagues déferlantes augmente et la probabilité d'une large vague non déferlante diminue.

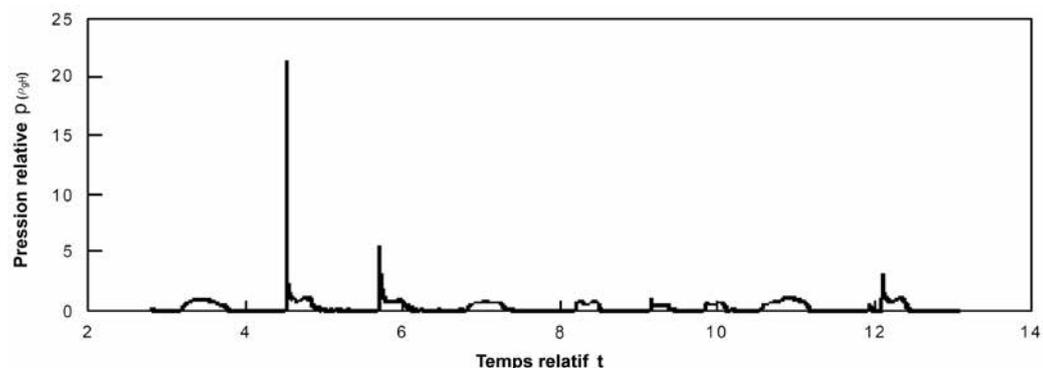


Figure 8.122 Exemple de traces de pressions de vague appliqué sur un mur vertical avec une berme en pied : résultats du modèle

(d'après Allsop et al, 1996a)

Prédiction des types de charge de vague

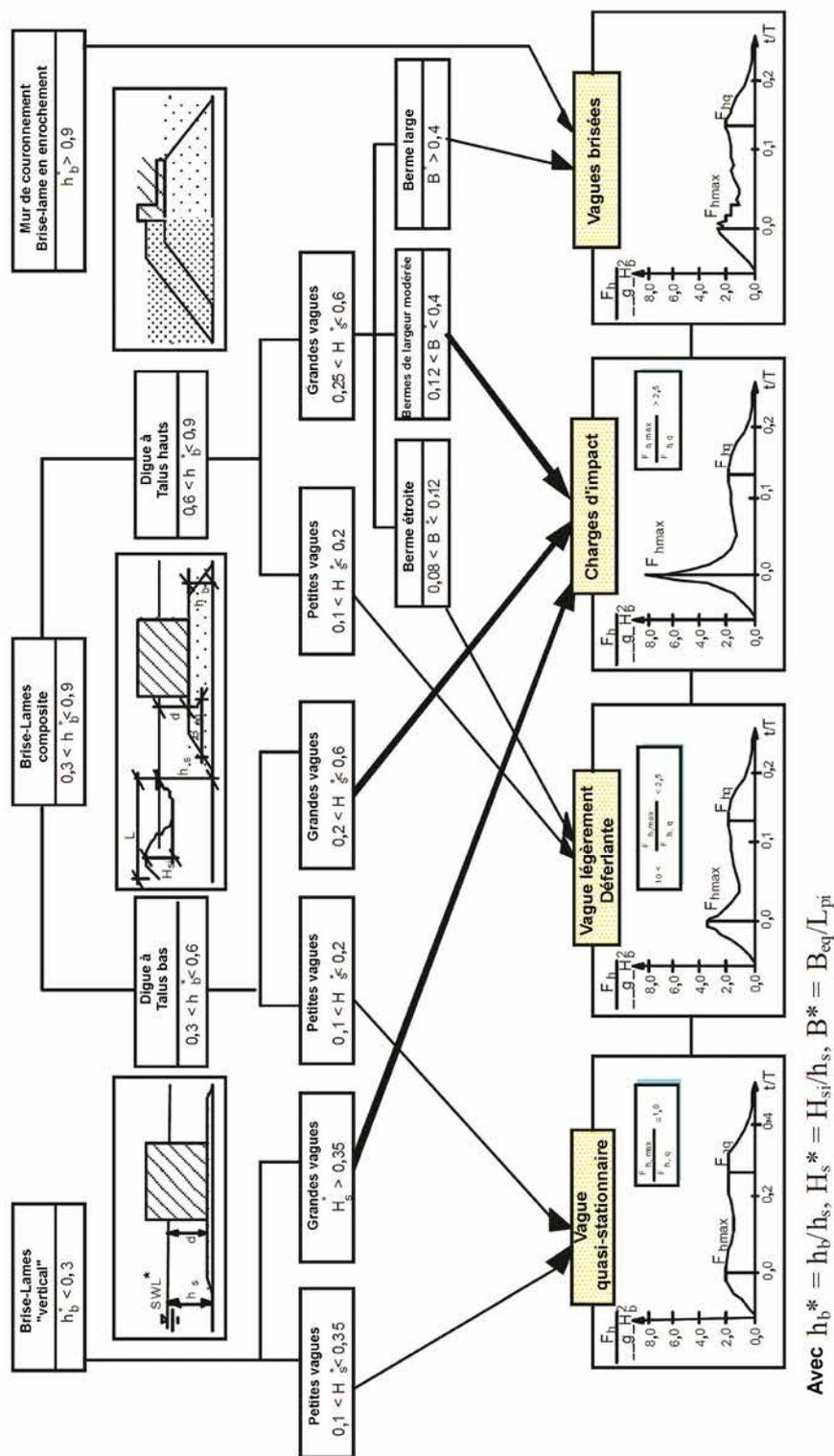
Une méthode pour identifier l'occurrence de plusieurs types de déferlement et de charge de vague a été développé au sein du projet PROVERBS (Allsop *et al.*, 1999) et est présenté à la figure 8.123.

La version présentée à la figure 8.123 est dérivée d'une approche pour des pentes plus faibles que 1:50. L'organigramme indique que les impacts des vagues ont plus de probabilité de se produire pour trois catégories de conditions :

- parois verticales avec des grandes vagues ($H_{sp}/d > 0,35$) ;
- parois verticales sur de petits monticules avec des grandes vagues ($0,65 < H_{sp}/d < 1,3$) ;
- de hauts monticules avec des bermes de largeur moyenne ($0,14 < B_{eq}/L_{pi} < 0,4$) et de grandes vagues ($0,65 < H_{sp}/d < 1,3$).

En utilisant cette approche générale, les méthodes permettant la prédiction des forces des vagues sur une paroi verticale, et s'appliquant le cas échéant, sont les suivantes :

- Goda (1985) – pour le cas des vagues non brisées ;
- Takahashi *et al.* (1994) modifié d'après Goda (1985) – lorsqu'une berme peut causer un déferlement impulsif ;
- Allsop et Vicinanza (1996) – estimation de la force d'impulsion des vagues déferlantes ;
- Cuomo *et al.* (2010a and b, and 2011) – estimation de la force d'impulsion des vagues déferlantes ;
- Blackmore et Hewson (1984) – estimation de la force lorsque l'action de la vague déferle avant d'atteindre le mur ;
- Camfield (1991) – estimation de la force lorsqu'un rouleau déferlant ou ayant déferlé se déplace sur une pente ou une plage.



*SWL : Still Water Level (niveau d'eau au repos)

Figure 8.123 Logigramme pour prédire l'occurrence des différents types de charges dues aux vagues (d'après Allsop et al., 1999)

Charges de vagues pulsées (ou non impulsive)

Par défaut, les principales méthodes permettant de calculer les charges quasi-statiques des vagues devraient être celles de Goda, ou la version modifiée de Goda par Takahashi.

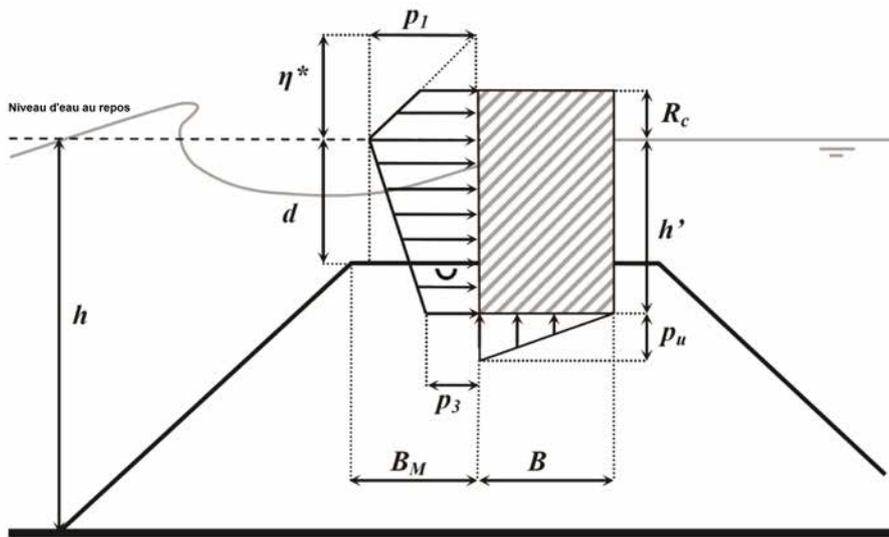


Figure 8.124 Nomenclature utilisée dans la méthode de prédiction des charges de vagues (d'après Goda, 1985)

La méthode de prédiction la plus robuste (et la plus largement acceptée) de charges de vagues sur des parois verticales et composites est celle développée par Goda (1974 et 1985). Cette méthode suppose que la pression des vagues d'incidence frontale sur un mur peut être représentée par une distribution trapézoïdale, se réduisant depuis p_1 au niveau d'eau au repos (*Still Water Level*, SWL) jusqu'à p_3 à la base du caisson (cf. figure 8.124). Aux points supérieurs au SWL, les pressions de vagues diminuent jusqu'à zéro au point de *run-up* théorique donné par une hauteur η^* au-dessus de SWL.

Si les pressions de vagues peuvent pénétrer sous le mur, les sous-pressions (pressions de poussée) sur la paroi « côté eau » pourraient être déterminées par une expression distincte, et pourraient être inférieures aux pressions calculées au pied de la paroi « côté eau ». Dans la méthode de Goda, les sous-pressions sont distribuées triangulairement à partir de la paroi « côté eau » jusqu'au « 0 » à l'arrière du mur. La méthode a été développée à partir de modélisations hydrauliques, où les pressions de vagues ont été mesurées, et à partir d'un ensemble plus vaste de tests sur des modèles de caissons brise-lames. Les formules de prédiction obtenues ont ensuite été étalonnées par rapport à l'expérience de terrain. Les principaux paramètres de réponse déterminés dans la méthode de Goda sont :

$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \beta) H_{max} \quad (8.219)$$

$$p_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \gamma_w H_{max} \quad (8.220)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (8.221)$$

où les coefficients α_1 , α_2 and α_3 sont déterminés à partir de :

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi H_s/L}{\sinh(4\pi H_s/L)} \right]^2 \quad (8.222)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{max}}{d} \right)^2 ; \frac{2d}{H_{max}} \right\} \quad (8.223)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{H_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi H_s/L)} \right] \quad (8.224)$$

où η^* est l'élévation maximale au-dessus du SWL (m) à laquelle la pression peut être exercée (d'après Goda, $\eta^* = 1,5 H_{max}$ pour des vagues d'incidence normale), β est l'angle d'obliquité de la vague dans le plan ($^\circ$). La hauteur de vague de dimensionnement, H_{max} , est prise égale à $1,8H_s$ pour toute position au niveau de la zone de surf. Dans des conditions de vagues déferlantes, H_{max} devrait être fixée à $H_{max,b}$. La profondeur de l'eau H est prise au pied du monticule, et d sur le monticule sur la face avant du mur, mais h_b est pris à $5H_s$ « côté eau » du mur.

La force horizontale totale, F_h , est calculée en intégrant la pression p_i sur la hauteur h_f de la face avant. Le cas échéant, la force de soulèvement totale est calculée en intégrant $p = p_u$ à l'avant jusqu'à $p = 0$ à l'arrière, donnant une force de soulèvement totale : $F_u = 0,5 p_u B$. Toutes les forces et les pressions calculées par la méthode de Goda représentent un niveau 1/250 de dépassement, $F_{1/250}$.

Pour les monticules dont la hauteur est relativement importante, la profondeur de l'eau en dehors du monticule, d , doit être suffisamment inférieure à la profondeur à l'avant du monticule, h , pour provoquer le déferlement impulsif. Takahashi *et al.* (1994) ont mis au point une adaptation de α_1 dans les équations de Goda :

$$\alpha_1 = \alpha_{10} \alpha_{11} \quad (8.225)$$

où α_{10} est donné par $\alpha_{10} = H/d$ pour $H/d \leq 2$, ou $\alpha_{10} = 2$ pour $H/d > 2$ et α_{11} est donné par l'abaque de la Figure 8.125. Le coefficient α_{11} prend une valeur maximale de 1 lorsque $d/H = 0,4$ et $B_M/L = 0,12$. Le coefficient de rupture impulsive α_1 prend des valeurs entre 0 et 2, des valeurs plus élevées donnant des forces des vagues plus grandes.

Lorsque la méthode de Goda modifiée par Takahashi est utilisée pour calculer la force des vagues, α_1 est utilisé à la place de α_2 quand $\alpha_1 > \alpha_2$.

Il convient de noter que la formule de Goda traite de l'action des vagues seulement. L'action hydrostatique de l'eau des deux côtés du mur digue doit être ajoutée afin de calculer l'action résultante de l'eau.

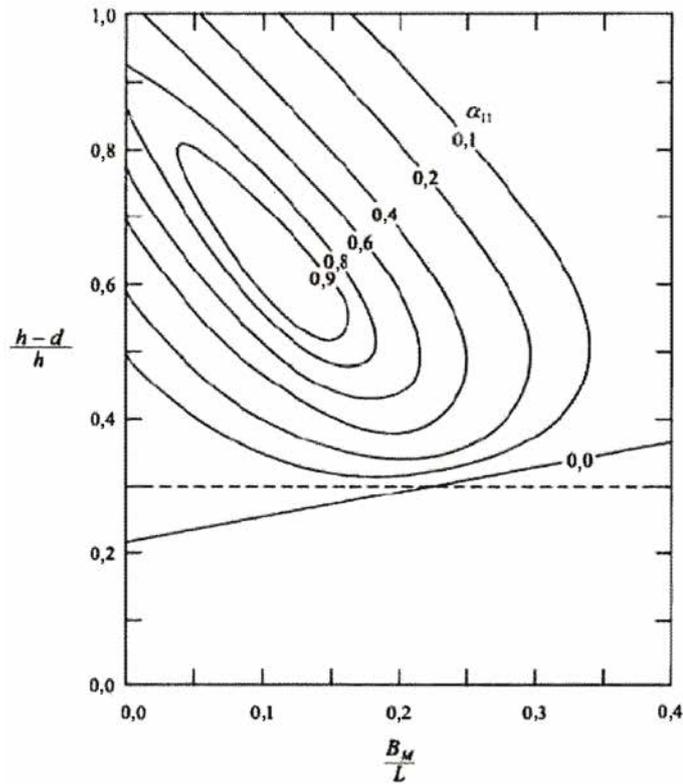


Figure 8.125 Coefficient de pression de vague à déferlement impulsif α_{11}
(d'après Takahashi *et al.*, 1994)

Charges de vagues impulsives

Une méthode simple et robuste pour prédire les pressions d'impact liées des vagues est dérivée par Allsop et Vicinanza (1996) à partir des tests réalisés par Allsop *et al.* (1996a). Ils notent que pour des vagues proches de la rupture données par $0,35 < H_{si}/d < 0,6$, d'autres méthodes de prédiction sous-estiment les forces mesurées. Les différences sont maximales lorsque les conditions d'incidence de la vague approchent la limite de déferlement. Cette limite est approximée pour des pentes de lits peu profonds par $H_{si}/H_s \approx 0,55$. Une courbe de prédiction simple utilisant l'équation 8.226 a été ajustée à partir de résultats d'essais pour des murs composites (mur vertical avec une berme/un monticule en pied) pour $0,35 < H_{si}/d < 0,6$ (Figure 8.126).

$$F_{h,1/250} = 15 \gamma_w d^2 \left(\frac{H_{si}}{d} \right)^{3.134} \quad (8.226)$$

Heureusement, cette équation donne aussi une bonne description des forces d'impact de vagues pour des murs sur de petits monticules avec $0,3 < h_v/H_s < 0,6$, et des hauteurs relatives de vague plus élevées avec $0,6 < H_{si}/d \leq 1,3$.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

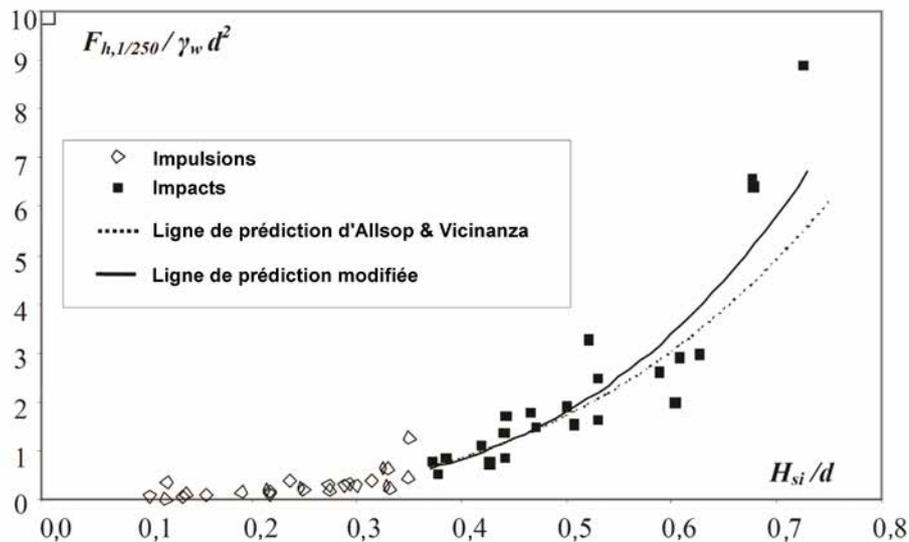


Figure 8.126 Charge d'une vague impulsive
(d'après Allsop et Vicinanza, 1996)

Récemment Cuomo *et al.* (2010a, 2010b et 2011) ont amélioré la prédiction des charges impulsives en utilisant les résultats de l'expérimentation « *Big-VOWS large-flume* » résultant sur :

$$F_{h,imp,1/250} = \gamma_w H_{m0} L_{hs} \left(1 - \frac{|h_b - d|}{d} \right) \quad (8.227)$$

où L_{hs} , la longueur d'onde au pied de la structure, et h_b , la profondeur de l'eau lors du déferlement, sont évalués en utilisant :

$$h_b = \frac{1}{k} \arctan \left(\frac{H_{m0}}{0.14 L_{hs}} \right) \quad (8.228)$$

où $k = 2\pi/L_{hs}$.

Conditions de déferlement

Pour de nombreuses digues côtières, et pour certains brise-lames, les conditions de vagues dimensionnantes peuvent être limitées par la profondeur au front de la structure. Dans ces cas, les vagues les plus grandes déferleront à la structure et il est très peu probable que les charges liées à l'impact des vagues sollicitent l'ouvrage. Une méthode permettant d'estimer une pression moyenne des vagues à partir des charges de vagues déferlées a été développée par Blackmore et Hewson (1984).

$$p_{i,max} = \lambda \rho T_p C_b^2 \quad (8.229)$$

où λ (s^{-1}) est un coefficient d'aération dont les valeurs sont proposées au tableau 8.27, ρ est la densité de l'eau, T_p est la période de la vague à son pic, C_b est la vitesse du déferlement, et d est la profondeur au niveau du mur. La formule la plus simple pour la vitesse de déferlement peut être donnée par la théorie des vagues en eau peu profonde :

$$C_b = \sqrt{gd} \quad (8.230)$$

Tableau 8.27 **Coefficients d'aération pour des charges de vagues déferlantes**
(Blackmore et Hewson, 1984)

Conditions littorales	Pente aux abords		
	1:5 à 1:10	1:30 à 1:50	1:100
Fond lisse, sable	1,5	0,9	0,7
Rugueux, rocheux	0,5	0,3	0,24
Très rugueux, rochers émergents	0,13	0,18	0,14

Ces méthodes peuvent être utilisées pour réaliser une estimation initiale de la force horizontale de la vague sous des vagues ayant déferlées, $F_{h,broken}$, à appliquer seulement si $F_{h,broken} < F_{h,Goda}$:

$$F_{h,broken} = h_f p_{i,max} \quad (8.231)$$

Conditions de vague déferlantes (rouleaux)

Lorsque le pied du mur est au-dessus du niveau de l'eau au repos (SWL), il existe une seule méthode citée dans USACE (2006a), développée par Camfield (1991) et basée sur des travaux antérieurs de Cross (1967) pour des charges de vagues positionnées sur des murs de haut de plage. La méthode nécessite une limite de *run-up* sur la plage pour le calcul, limite à partir de laquelle on déduit une hauteur de houle (H_w) sur la paroi. Les niveaux de *run-up* sont soumis à d'importantes incertitudes de mesure et sont sujets à débat. La méthode classique pour estimer le *run-up* sur les plages ou sur des pentes peu profondes est celle attribuée à Hunt (1959), ré-établie par Battjes (1974). La force de houle, F_{surge} , est calculée à partir de la hauteur de houle, H_{surge} , par :

$$F_{surge} = 4.5 \gamma_w H_{surge} \quad (8.232)$$

où :

$$H_{surge} = 0.2 H_b \left(1 - \frac{x_1}{x_2} \right) \quad (8.233)$$

où x_1 est la distance horizontale du rivage au pied du mur, et x_2 la distance du rivage au point théorique de *run-up* sans le mur.

Dans ses applications d'origine, sur des plages peu profondes, la hauteur des vagues déferlantes était approximée par $H_b = 0,78 h_s$. Cependant cette approximation n'est pas une estimation sûre de H_b sur des pentes supérieures à 1/50. Camfield (1991) recommande la méthode pour des pentes entre 1/100 et 1/10, mais note que les vagues « sur des pentes composites devraient être étudiées au cas par cas ».

Cette méthode ne donne aucune indication sur la hauteur au-delà de laquelle la charge s'applique, ou de la pression moyenne. Ainsi, une simple distribution rectangulaire sur toute la hauteur du mur est généralement admise. Le calcul de la charge d'un rouleau est plutôt subjective et on ne sait pas si elle a été validée par des mesures, sur le terrain ou en laboratoire, donc sa fiabilité est inconnue.

L'encadré 8.21 donne un exemple d'évaluation des charges de vagues sur un mur réservoir.

Encadré 8.21

Charges de vagues sur un mur réservoir

Mur de battillage

Un barrage en remblai à l'extrémité ouest d'un réservoir est confrontée à une orientation approximativement Est-Sud-Est. Les vents dominants sont généralement loin du barrage, cependant les vagues le long de la plus grande distance (650 mètres) du réservoir peuvent se briser directement sur le mur vertical de 1 mètre de hauteur situé en crête du remblai, dont la pente de talus est 3H/1V.

Il n'existe pas de méthode simple de prédiction des forces des vagues sur ce mur alors que cette configuration est conventionnelle en termes de géométrie de pente de talus du barrage, de position du mur et de niveau d'eau. Aucune des méthodes de prédiction habituelles n'est strictement valable pour cette configuration spécifique. Ainsi, il était nécessaire d'appliquer un certain nombre de méthodes, demandant toutes une extrapolation à partir de leurs gammes originelles.

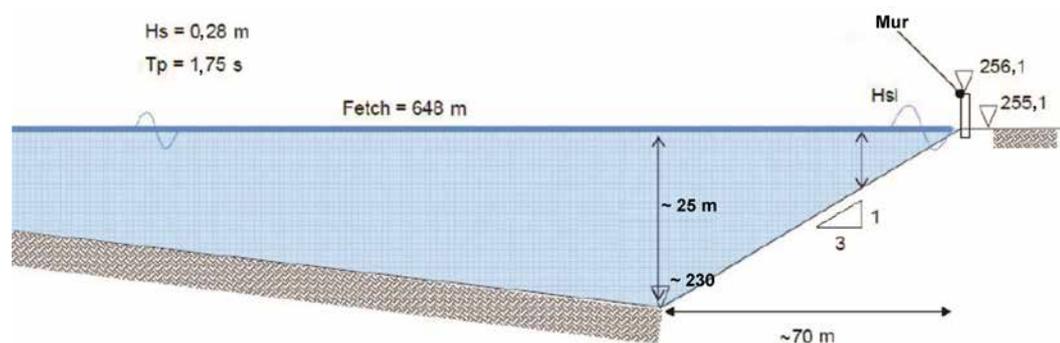


Figure 8.127 Schéma d'un barrage et d'un mur côtier – Conditions d'entrée pour les calculs

Les données clés « récupérées » sont résumées à la figure 8.127. Le niveau de l'eau coïncide avec le pied de la paroi verticale haute de 1 mètre et avec la crête de la pente du remblai. Cette coïncidence est regrettable, car aucune méthode de prédiction générique pour les « murs verticaux » ou les « pentes planes » n'existe dans cette gamme ; il est donc nécessaire d'extrapoler différentes méthodes hors de leur gamme d'utilisation.

L'approche pour le calcul des charges de vagues est résumée :

- déterminer les conditions effectives de vagues à $5H_s$ de la structure côté réservoir ;
- calculer la charge horizontale de Goda (F_{hGoda}) et les pressions induites par le moment ;
- si la géométrie possède une berme notable, pouvant causer des déferlements impulsifs, appliquer la modification de Takahashi à la méthode de Goda afin de fournir une charge quasi-statique améliorée de $F_{hG&T}$;
- si des charges de vagues impulsives sont possibles, utiliser les méthodes simples de Allsop et Vicinanza (1996), ou de Cuomo *et al.*, pour estimer $F_{impulsive}$ et la durée d'une charge impulsive ;
- si la vague peut déferler lorsqu'elle atteint le mur, utiliser la méthode de Blackmore et Hewson (1984) pour calculer $F_{hG&T}$;
- si le mur est seulement atteint après qu'un rouleau déferlant ou ayant déferlé ait parcouru une pente ou une plage, estimer la charge $F_{hCamfield}$ par la méthode de Camfield (1991).

La charge considérée par défaut devrait toujours être F_{hGoda} ou $F_{hG&T}$ chacune pouvant être considérée comme une charge quasi-statique. Toute charge impulsive devrait être considérée comme un cas de charge supplémentaire, et non en remplacement de la charge considérée par défaut. Les charges impulsives de haute intensité étant limitées en durée, elles doivent être traitées comme des charges dynamiques.

Hypothèses et résultats

Dans la première étape, une vérification a été faite sur les conditions de vagues à différentes positions du pied du barrage à une profondeur de 0,1 mètre en-dessous du pied de la paroi (étendre la note de calculs à la paroi donnerait simplement une hauteur de vague nulle dans une profondeur d'eau nulle, ce qui est un calcul inutile). L'emplacement de Goda à $5H_s$ de distance du pied du mur était la position 8 dans ces calculs avec un niveau de « fond » à 254,6 mODN.

Il n'existe pas de méthode valide pour prédire le shoaling et le déferlement à profondeur limitée sur une pente de 3H/1V. Donc, les calculs de la hauteur des vagues incidentes au tableau 8.28 utilisent une simple vérification de profondeur limitante pour la plus forte pente disponible (1H/10V) pour tester si les vagues auront déferlé avant ou à la position étudiée.

Encadré 8.21 (suite)
Charges de vagues sur un mur réservoir

Tableau 8.28 Résumé des vérifications de condition de vague

			H_{si} (m)	H_{max} (m)
6	254,2	0,9	0,28	0,50
7	254,4	0,7	0,28	0,50
8	254,6	0,5	0,28	0,50
9	254,8	0,3	0,24	0,44

Les conditions de vague (cf. tableau 8.28) ont été ensuite utilisées pour calculer les charges de vagues de Goda au tableau 8.29. Ces calculs supposent intrinsèquement que le mur est décalé « au large » de telle sorte que le pied de la paroi est en dessous du niveau de l'eau.

Donc, la hauteur du mur utilisée pour calculer la force horizontale totale sera surestimée, de même que les valeurs $F_{h1/250}$ calculées. La pression de l'onde indicative en surface, p_1 , ne sera toutefois pas significativement faussée par ces (légères) modifications de géométrie de la structure.

Tableau 8.29 Vérification des charges de vague de Goda

			h_{max} (m)	$F_{h1/250}$ (kn/m)	p_1 (kn/m ²)
6	254,2	0,9	0,50	3,6	3,5
7	254,4	0,7	0,50	3,6	3,9
8	254,6	0,5	0,50	3,7	4,7
9	254,8	0,3	0,44	3,4	5,6

Il est intéressant de noter que, tandis que les valeurs de pression de vagues au niveau de la ligne d'eau peuvent augmenter « vers la terre » de la position 8 (par exemple $p_1 = 5,6$ kN/m²) à la position 9, cela ne peut pas augmenter la force horizontale totale. Cela tend à justifier de considérer le calcul de $F_{h1/250} = 3,7$ kN/m comme la charge quasi-statique représentative à la position 8.

Un déferlement impulsif étant probable, l'extension de Takahashi à la méthode de Goda a été appliquée pour une (supposée) berme de 0,2 m de hauteur et 0,25 m de largeur. Les modifications apportées à $F_{h1/250}$ et p_1 sont cependant faibles (cf. tableau 8.30).

Tableau 8.30 Vérification des charges de vagues de Goda et Takahashi

			h_{max} (m)	$F_{h1/250}$ (kn/m)	p_1 (kn/m ²)
6	254,2	0,9	0,50	3,80	3,36
7	254,4	0,7	0,50	3,78	3,64
8	254,6	0,5	0,50	3,81	4,11
9	254,8	0,3	0,44	3,12	4,15

Dans la dernière série de calculs résumés dans le Tableau 8.31, les méthodes de Allsop et Vicinanza (1996) pour des charges impulsives, Blackmore et Hewson (1984) pour les vagues ayant déferlé, et Camfield (1991) pour des rouleaux ont été appliquées. Le calcul de la charge des vagues ayant déferlé calculée par Blackmore et Hewson utilise un coefficient $\lambda = 0,5$, et la charge des rouleaux calculée par Camfield utilise une limite *run-up* proposée par Hunt (1959) pour H_s .

Comme prévu, les charges impulsives (A&V) augmentent à mesure que la profondeur diminue, tandis que la charge des vagues ayant déferlé (B&H) se réduit lorsque la profondeur diminue. Les charges estimées à partir de la méthode de Camfield sont beaucoup plus faibles que les charges de Goda, et ne sont pas considérées comme réalistes.

Encadré 8.21 (suite)
Charges de vagues sur un mur réservoir

Tableau 8.31 Vérification des charges de vagues impulsives, ayant déferlé et en rouleau

	(mODN)	(m)	Allsop et Vicinanza		Blackmore et Hewson		Camfield
			$F_{A&V}$ (kN/m)	p_{av} (kN/m ²)	$F_{B&H}$ (kN/m)	p_{av} (kN/m ²)	$F_{Camfield}$ (kN/m)
6	254,2	0,9	6,9	4,2	13	7,7	0,45
7	254,4	0,7	8,5	5,8	8,7	6,0	0,45
8	254,6	0,5	11,1	8,8	5,4	4,3	0,45
9	254,8	0,3	11,5	12	2,5	2,6	0,34

Recommandations

Compte tenu de la configuration inhabituelle (pour le calcul de charge de vagues), et le potentiel d'action des vagues plongeantes sur le mur, la charge minimale qui devrait être considérée est la charge définie par Goda de $F_{h1/250} = 3,7$ kN/m, considérée comme une charge quasi-statique.

La possibilité de deux charges alternatives devrait également être envisagée.

S'il peut être démontré que ces vagues vont déferler avant d'atteindre le mur, alors la charge de vagues ayant déferlé de $F_{B&H} = 6,4$ kN/m doit être appliquée. Elle est considérée comme une charge statique effective.

Toutefois, si la vague peut plonger directement contre le mur, alors des charges impulsives devraient être estimées, c'est à dire $F_{A&V} \approx 11$ kN/m, $p_{av} \approx 9$ kN/m². Cela ne sera que de courte durée, de sorte que ce n'est pas une charge statique qui doit être appliquée, mais une charge impulsive avec une durée appropriée.

8.9.1.3 Profondeur d'affouillement

L'affouillement au droit des murs verticaux est plus sévère que pour les pentes ou les monticules ; il est entraîné par les pressions/vitesses/turbulences accrues sur le fond. Ce mécanisme utilise des règles simples pour estimer la profondeur d'affouillement de matériaux granulaires soumis à l'action des vagues.

Pour des vagues régulières, non déferlantes et d'incidence normale sur un mur vertical imperméable (Xie, 1981 et 1985) :

$$S_m = 0.4 \frac{H_s}{[\sinh(kh)]^{1.35}} \quad (8.234)$$

où :

S_m = profondeur maximale d'affouillement au nœud (L/4 depuis le mur) (m)

H_s = hauteur de la vague incidente (m)

k = nombre de la vague incidente (-)

h = hauteur d'eau (m)

Pour des vagues irrégulières, non déferlantes et d'incidence normale (Hughes et Fowler, 1991) :

$$S_m = 0.05 \frac{\langle u_{rms} \rangle_m}{[\sinh(k_p h)]^{0.35}} \quad (8.235)$$

où :

k_p = nombre de la vague associé au pic spectral par la théorie des vagues linéaires (-)

$\langle u_{rms} \rangle_m$ = moyenne quadratique de la vitesse horizontale sur le fond.

Hughes (1992) donne la valeur de $\langle u_{rms} \rangle$ m ainsi :

$$\langle u_{rms} \rangle_m = \frac{\sqrt{2} g k_p T_p H_{m0}}{4\pi \cosh(k_p h)} \left[0.54 \frac{(1.5 - k_p h)}{2.8} \right] \quad (8.236)$$

où :

T_p = période de vague au pic spectral (s)

H_{m0} = hauteur de vague au moment zéro (m)

g = constante gravitationnelle (9,81 m/s²)

8.9.2 Stabilité des murs en T

Dans l'analyse des murs en T, les états limites suivants doivent être pris en compte :

- rupture par poinçonnement (capacité portante) ;
- rupture par glissement ;
- rupture par renversement ;
- perte de stabilité générale ;
- rupture structurelle.

Dans ce manuel, l'attention est portée uniquement sur les trois premiers états limites. La stabilité générale est discutée à la section 8.6, et le lecteur peut se référer aux normes nationales et guides de dimensionnement pour les outils d'analyse de la résistance structurelle.

8.9.2.1 Capacité portante

Considérations générales

Selon la rigidité du sol de fondation et la profondeur de la fondation, trois modes de rupture peuvent être observés :

- rupture globale par cisaillement ;
- rupture locale par cisaillement ;
- rupture par poinçonnement.

Étant donné que les murs en T sont édifiés sur des fondations superficielles, seul est considéré le modèle de rupture globale par cisaillement. Par conséquent, la vérification de l'état limite de capacité portante est faite en contrôlant que la contrainte verticale appliquée par la structure n'excède pas la résistance limite ultime du sol :

$$q \leq q_{ult} \quad (8.237)$$

La portance peut être obtenue par :

- des méthodes analytiques ;
- des méthodes semi-empiriques ;
- des modèles numériques.

Méthodes analytiques

La détermination de la résistance ultime (q_{ult}) pour les fondations superficielles est considérée comme un problème de solides rigides-plastiques à l'équilibre. Les solutions sont basées sur la compréhension physique du mode de rupture, qui est généralement considéré dans le modèle général décrit à la figure 8.128.

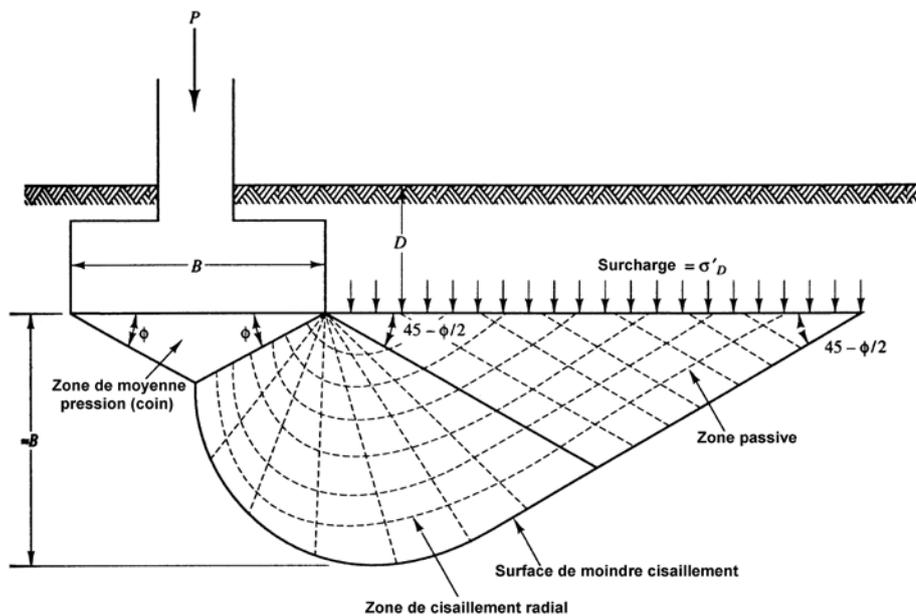


Figure 8.128 **Modèle général de rupture liée à la portance**
(d'après Terzaghi, 1943)

L'équation subséquente de la portance, d'abord proposée par Terzaghi et étendue par plusieurs auteurs (Meyerhof, Hansen, Vesic), peut, pour les sols frottant, être exprimée ainsi :

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma \tag{8.238}$$

où :

- q = contrainte à la base de la semelle (kPa)
- c = cohésion moyenne du sol (kPa)
- B' = largeur corrigée de la semelle (m)

Les paramètres N_c , N_q , et N_γ sont des facteurs de portance représentant respectivement l'influence de la cohésion, du poids volumique du sol et de la contrainte dans le sol. Les autres facteurs peuvent prendre en compte la forme de la semelle (s_γ), sa profondeur d'encastrement (d_γ), l'inclinaison de la charge (i_γ) et la pente du sol (g_γ). L'excentricité de la charge est prise en compte en réduisant les dimensions de la semelle : $B' = B - 2e_B$ et $L' = L - 2e_L$ avec e_B et e_L comme l'excentricité par rapport aux dimensions minimale et maximale de la semelle. La capacité portante et les facteurs de corrections sont détaillés au tableau 8.32 et à la figure 8.129.

Tableau 8.32 Capacité portante et facteurs de correction

Facteur de portance		N_γ	N_q	N_c
Formule	φ (°)	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$	$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$
Valeurs	0°	0,0	1,0	5,1
	5°	0,11	1,6	6,5
	10°	0,5	2,5	8,3
	15°	1,6	3,9	11,0
	20°	4,6	6,4	14,8
	25°	9,0	10,7	20,7
	30°	20,1	18,4	30,1
	35°	45,2	33,3	46,1
	40°	106,1	64,2	75,3
	45°	267,8	134,9	133,9
Facteur de forme		$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi$	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$
Facteur de profondeur (1)		$d_\gamma = 1,0$	$d_q = 1 + 2k \tan \varphi \cos^2 \varphi$	$d_c = 1 + 0,4k$
Facteur d'inclinaison de charge (2)		$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + B'L' \cot \varphi} \right]^{m+1}$	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B'L' \cot \varphi} \right]^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} \tan \varphi$
Facteur de pente		$g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$	$g_q = g_\gamma$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{(\pi + 2) \tan \varphi}$

Notes :

La charge appliquée sur la semelle est décomposée en trois composantes : H, V et M qui sont les efforts horizontaux, verticaux et les moments agissant sur la semelle.

(1) Les valeurs du paramètre k dépendent de la profondeur d'encastrement D_e telles que : si $\frac{D_e}{B'} < 1$ alors $k = \frac{D_e}{B'}$, sinon $k = \tan^{-1} \left(\frac{D_e}{B'} \right)$.

(2) Les valeurs du paramètre m dépendent de l'orientation de la charge telles que :

- Quand H est orienté dans la direction de B : $m = m_B = 2 + \frac{B'/L'}{1+B'/L'}$
- Quand H est orienté dans la direction de L : $m = m_L = 2 + \frac{L'/B'}{1+L'/B'}$
- Quand l'effort horizontal est orienté avec un angle θ : $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$

Pour les sols purement cohérents, la résistance ultime devient :

$$q_{ult} = (\pi + 2) s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c) + q \quad (8.239)$$

où s_u est la cohésion non drainée. Les facteurs de correction dépendent des caractéristiques du sol, de la géométrie de la semelle, etc. Les valeurs des facteurs dépendent de normes nationales auxquelles le lecteur est invité à se référer.

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(V)}$	$N_{\gamma(C)}$	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.19	0.00
1	5.38	1.09	0.00	0.00	0.07	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.01	0.01	0.15	0.16	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.02	0.02	0.24	0.25	0.22	0.05
4	6.18	1.43	0.04	0.05	0.34	0.35	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.07	0.07	0.45	0.47	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.11	0.11	0.57	0.60	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.15	0.16	0.71	0.74	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.21	0.22	0.86	0.91	0.27	0.14
9	7.92	2.25	0.28	0.30	1.03	1.10	0.28	0.16
10	8.34	2.47	0.37	0.39	1.22	1.31	0.30	0.18
11	8.80	2.71	0.47	0.50	1.44	1.56	0.31	0.19
12	9.28	2.97	0.60	0.63	1.69	1.84	0.32	0.21
13	9.81	3.26	0.74	0.78	1.97	2.16	0.33	0.23
14	10.37	3.59	0.92	0.97	2.29	2.52	0.35	0.25
15	10.98	3.94	1.13	1.18	2.65	2.94	0.36	0.27
16	11.63	4.34	1.37	1.43	3.06	3.42	0.37	0.29
17	12.34	4.77	1.66	1.73	3.53	3.98	0.39	0.31
18	13.10	5.26	2.00	2.08	4.07	4.61	0.40	0.32
19	13.93	5.80	2.40	2.48	4.68	5.35	0.42	0.34
20	14.83	6.40	2.87	2.95	5.39	6.20	0.43	0.36
21	15.81	7.07	3.42	3.50	6.20	7.18	0.45	0.38
22	16.88	7.82	4.07	4.13	7.13	8.32	0.46	0.40
23	18.05	8.66	4.82	4.88	8.20	9.64	0.48	0.42
24	19.32	9.60	5.72	5.75	9.44	11.17	0.50	0.45
25	20.72	10.66	6.77	6.76	10.88	12.96	0.51	0.47
26	22.25	11.85	8.00	7.94	12.54	15.05	0.53	0.49
27	23.94	13.20	9.46	9.32	14.47	17.49	0.55	0.51
28	25.80	14.72	11.19	10.94	16.72	20.35	0.57	0.53
29	27.86	16.44	13.24	12.84	19.34	23.71	0.59	0.55
30	30.14	18.40	15.67	15.07	22.40	27.66	0.61	0.58
31	32.67	20.63	18.56	17.69	25.99	32.33	0.63	0.60
32	35.49	23.18	22.02	20.79	30.21	37.85	0.65	0.62
33	38.64	26.09	26.17	24.44	35.19	44.40	0.68	0.65
34	42.16	29.44	31.15	28.77	41.06	52.18	0.70	0.67
35	46.12	33.30	37.15	33.92	48.03	61.47	0.72	0.70
36	50.59	37.75	44.43	40.05	56.31	72.59	0.75	0.73
37	55.63	42.92	53.27	47.38	66.19	85.95	0.77	0.75
38	61.35	48.93	64.07	56.17	78.02	102.05	0.80	0.78
39	67.87	55.96	77.33	66.75	92.25	121.53	0.82	0.81
40	75.31	64.19	93.69	79.54	109.41	145.19	0.85	0.84
41	83.86	73.90	113.98	95.05	130.21	174.06	0.88	0.87
42	93.71	85.37	139.32	113.95	155.54	209.43	0.91	0.90
43	105.11	99.01	171.14	137.10	186.53	253.00	0.94	0.93
44	118.37	115.31	211.41	165.58	224.63	306.92	0.97	0.97
45	133.87	134.97	262.74	200.81	271.74	374.02	1.01	1.00
46	152.10	158.50	328.73	244.64	330.33	458.02	1.04	1.04
47	173.64	187.20	414.32	299.52	403.65	563.81	1.08	1.07
48	199.26	222.30	526.44	368.66	495.99	697.93	1.12	1.11
49	229.92	265.49	674.91	456.40	613.13	869.17	1.15	1.15
50	266.88	319.05	873.84	568.56	762.85	1089.46	1.20	1.19

Note

Les indices se rapportent à différentes méthodes pour calculer N_{γ} : (M) Meyerhof, (H) Hansen, (V) Vesic, (C) Chen

Figure 8.129 **Facteurs de portance pour la détermination analytique de la portance**
(d'après Chai, 2000)

Le principal problème de cette approche est que les différentes méthodes donnent une large gamme de valeurs de N_γ . De plus, le choix de l'angle de frottement (pour des contraintes triaxiales ou dans le plan) est une source d'incertitude importante. Ce point a été discuté en détail par Droniuc et Magnan (2002). Enfin, l'aspect controversé de la détermination de N_γ est qu'elle ne tient pas compte de la compressibilité du sol. De plus, certaines comparaisons entre solutions prédites et modèles se sont avérées peu concluantes.

Méthodes semi-empiriques

Différentes méthodes semi-empiriques peuvent être utilisées pour obtenir la résistance ultime q_{ult} d'une fondation superficielle. Quelques exemples sont donnés dans les paragraphes suivants. L'expression générale est la suivante :

$$q_{ult} = i_\delta i_\beta K_s (B, L, D_e, D_w) q_e + \sigma'_{v0} \quad (8.240)$$

où :

q_e = résistance moyennée du sol sur une profondeur de $1,5 B$ sous la fondation superficielle

σ'_{v0} = contrainte verticale effective à la base de la semelle

B = largeur de la semelle

L = longueur de la semelle

D_e = profondeur d'encastrement

D_w = profondeur de la nappe

Les expressions du facteur de correction K_s dépendent principalement du type de sol et des résultats des essais *in situ*. Le lecteur peut se référer aux normes appropriées ; un exemple pour la France est donné à l'encadré 8.22.

Deux facteurs additionnels de correction, i_δ et i_β , peuvent être introduits pour prendre en compte respectivement l'inclinaison de la charge appliquée et la proximité d'une pente. Un exemple de courbes permettant la sélection du facteur de réduction i_δ dû à l'inclinaison δ de la charge appliquée est donnée à la figure 8.130.

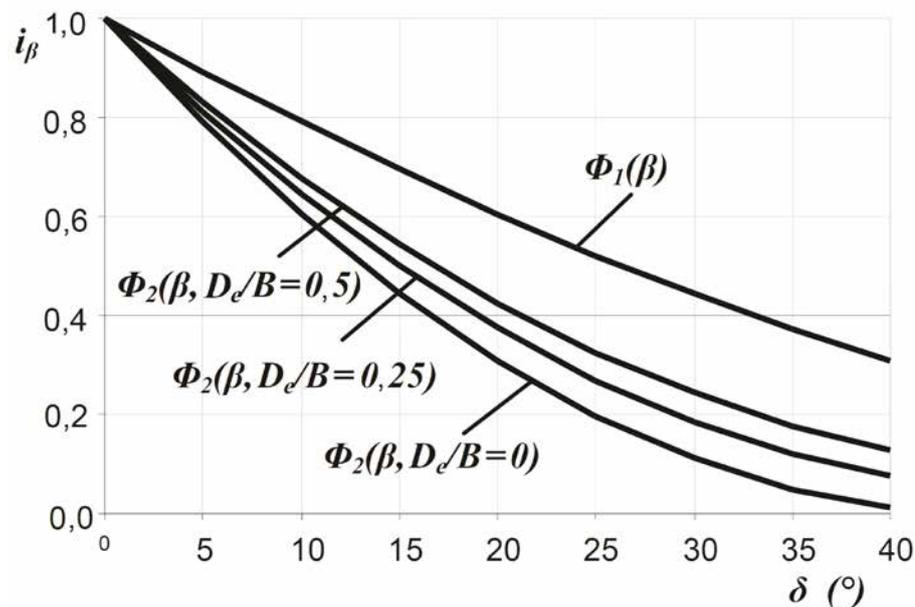


Figure 8.130 Facteur de réduction i_δ (courbes Φ_1 pour les sols cohésifs, Φ_2 pour les sols non cohésifs)

Des valeurs pour le facteur de réduction i_β dû à l'inclinaison β d'une pente proche peuvent être obtenues à partir des formules suivantes (les hypothèses de la figure 8.131 sont utilisées).

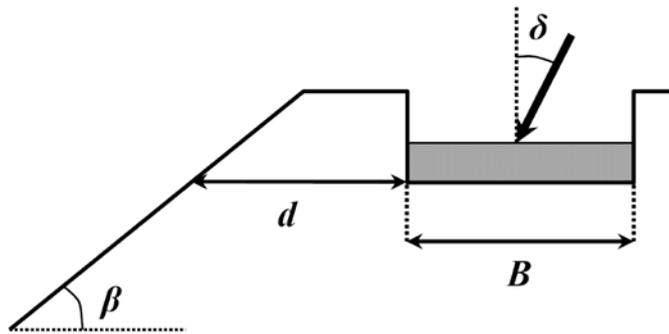


Figure 8.131 Hypothèse utilisée pour le facteur de réduction i_β

- pour des sols cohésifs :
$$i_\beta = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B} \right)^2 \tag{8.241}$$

- pour des sols non cohésifs :
$$i_\beta = 1 - 0.9 \tan \beta (2 - \tan \beta) \left[1 - \frac{d + D_e / \tan \beta}{8B} \right]^2 \tag{8.242}$$

Encadré 8.22
Exemple des normes françaises

Méthode pressiométrique

La résistance ultime est directement corrélée avec la pression limite p_l mesurée *in situ* (Bustamante et Gianeselli). Pour une couche de sol homogène, q_e est définie comme la valeur interpolée de la pression limite nette ($p_l - p_0$) à $2B/3$. Pour une formation de sol hétérogène, la pression limite nette équivalente est estimée par une moyenne géométrique sur les valeurs mesurées, obtenue ainsi :

$$q_e = \left(\prod_{i=1}^n p_{l,i} \right)^{\frac{1}{n}} \tag{8.243}$$

Le facteur de correction k_p dépend du sol sous la fondation superficielle, de la forme de la fondation et de la profondeur équivalente de la formation, D_e , qui s'exprime comme suit :

$$D_e = \frac{1}{q_e} \int_0^D p_l(z) dz \tag{8.244}$$

Le facteur de correction est exprimé par la formule générale :

$$K_s = \alpha \left[1 + \beta \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \tag{8.245}$$

où α et β dépendent du type de sol (cf. tableau 8.33).

Tableau 8.33 Valeurs de pression limite pour estimer le facteur de correction K_s

Catégorie de sol	$p_l - p_0$ (MPa)	α	β
Argile et limons	<0,7	0,8	0,25
	1,2-2,0		0,35
	>2,5		0,5
Sable et graviers	<0,5	1,0	0,35
	1,0-2,0		0,5
	>2,5		0,8

Encadré 8.22 (suite)

Exemple des normes françaises**Méthode pénétrométrique (pénétrömètre statique)**

Le pénétromètre statique peut être utilisé pour estimer la portance (Tandetal, Bouafia et Bustamante et Gianceselli). La résistance de pointe équivalente est estimée par la moyenne géométrique des valeurs mesurées, exprimée comme suit :

$$q_e = \frac{1}{1.5B} \int_D^{1.5B} q_c(z) dz \quad (8.246)$$

Le facteur de correction K dépend de la profondeur de la fondation, du sol sous la formation superficielle et de la forme de la fondation. Il est généralement compris entre 0,31 et 0,44. Il peut aussi être obtenu en se basant sur la profondeur équivalente D_e , qui s'exprime ainsi :

$$D_e = \frac{1}{q_e} \int_0^D q_c(z) dz \quad (8.247)$$

Le tableau 8.34 donne quelques exemples pour déterminer le facteur de correction K , pour différents sols et différentes formes de fondation.

Tableau 8.34 **Facteur de correction K pour la méthode au pénétromètre statique**

Catégorie de sol	q_c (MPa)	α	β
Argile et limons	-	0,8	0,35
Sable et graviers	<5	0,14	0,35
	8-15	0,11	0,5
	>20	0,08	0,8

Un exemple de détermination de la capacité portante du sol à partir de sondages au SPT (*standard penetration test* ou carottier battu) figure à l'encadré 8.23.

Encadré 8.23

Méthode de Meyerhof-Bowles du comptage de coups au SPT

D'autres méthodes ont été développées à partir des mesures au SPT. Aux États-Unis, la méthode suivante est largement utilisée. La capacité portante nette admissible du sol q_f (MPa), pour $B > 1,22$ mètre, peut s'exprimer de la manière suivante (Meyerhof, 1965, et Bowles, 1977) :

$$q_f = \left(\frac{3.28 B + 1}{3.28 B} \right)^2 11.98 N_{60} \frac{s}{0.025} \quad (8.248)$$

où :

B = largeur équivalente de la fondation (m)

N_{60} = nombre de coups normalisés pour 60 % d'énergie transférée (-)

s = tassement tolérable (m)

Dans le cas d'une fondation encastrée, la résistance nette doit être multipliée par le facteur de profondeur $1 + 0,33D_f/B \leq 1,33$.

8.9.2.2 Glissement horizontal

L'inégalité suivante doit être satisfaite lorsque la charge n'est pas perpendiculaire à la base de la fondation :

$$H \leq A_c c + (V - U) \tan \frac{\varphi}{k} + R_p \quad (8.249)$$

où H , V et U sont les forces horizontale, verticale et de soulèvement (*uplift*) et R_p la résistance causée par la pression des terres sur la fondation. Sa valeur doit être rapportée à l'échelle du déplacement anticipé sous l'état limite de contrainte considéré et reflète la durée de vie de la structure. Le paramètre k , qui définit l'angle de frottement dimensionnant, peut être supposé égal à 1 pour des fondations en béton coulées en place, mais pour des fondations préfabriquées, il peut être égal à 2/3. En conditions drainées, toute cohésion effective c' doit être négligée, mais pour des conditions non drainées, le terme de cohésion peut être remplacé par la cohésion non drainée s_u .

8.9.2.3 Renversement

Limiter l'excentricité des charges e (m) permet d'éviter les ruptures par renversement/basculement. Pour les états limites ultimes et les semelles filantes, le critère simple suivant peut être utilisé :

$$e < \frac{B}{10} \quad (8.250)$$

où B est la largeur de la semelle (m). Cette méthode requiert de porter une attention particulière aux valeurs des actions dimensionnantes et aux tolérances de construction pour déterminer l'emplacement précis de la fondation.

8.9.3 Stabilité des murs en I

Dans l'analyse de stabilité des murs en I, les états limites suivants doivent être considérés :

- renversement ;
- perte de stabilité générale ;
- écoulements et soulèvement hydraulique ;
- rupture structurelle.

Un mur en I est défini comme un mur de protection contre les inondations longiligne, construit en porte-à-faux, profondément encastré dans le sol ou dans une digue. Le mur entre en rotation lorsqu'il est soumis à une charge et est stabilisé latéralement par les contraintes de réaction des terres. L'un des objectifs visés est de limiter la déviation du mur à des niveaux tolérables pendant la mise en charge. Cet objectif est généralement atteint en concevant le mur selon la méthode de l'équilibre limite (qui est basée sur les pressions latérales des terres à leur état limite), après avoir appliqué un facteur de sécurité aux paramètres de cisaillement du sol. Des approches avancées d'interactions sol-structure (ISS), telles que la modélisation de murs en I par des techniques aux éléments finis/aux différences finies existent pour l'obtention de solutions plus rigoureuses et sont discutées brièvement à la section 8.9.3.5.

Lorsque des forces hydrauliques sont appliquées sur des murs en I fondés sur des sols possédant une cohésion, un vide peut se former entre le mur et le sol côté eau, provoquant ainsi une charge qui excède la poussée des terres (Duncan *et al.*, 2008). Les auteurs indiquent que la formation de ce vide est une composante importante, et qu'elle doit donc être prise en compte dans tous les modes de rupture. En effet, la charge sur le mur peut être augmentée, réduisant ainsi la stabilité, et les chemins d'écoulement peuvent être raccourcis, ce qui augmente le potentiel de renard hydraulique et de soulèvement hydraulique. Les pressions hydrostatiques au sein du vide sont appliquées sur le mur et sur le sol constituant les parois du vide en un point où la pression hydrostatique dans le vide est inférieure ou égale à la contrainte latérale totale des terres. Ces vides ne sont pas pris en compte dans les sols sans cohésion, car les sols granulaires saturés n'ont pas de tenue, ils s'éboulent et vont se déplacer et rester en contact avec le mur au fur et à mesure qu'il dévie.

8.9.3.1 Renversement

Considérations générales

Il est nécessaire de démontrer par des calculs d'équilibre que les murs encastrés sont fondés suffisamment profondément dans le sol pour empêcher la rupture rotationnelle. En plus de la pression latérale des terres, il existe d'autres forces d'activation/motrices provoquant la rotation côté terre :

- la pression hydrostatique ;
- les charges hydrodynamiques ;
- les effets des écoulements ;
- les impacts/chocs de navires ou d'embâcles ;
- l'action du gel.

Lors d'une rupture rotationnelle, le mur pivote tel un corps solide autour d'un point situé au niveau de sa partie encastrée, généralement à proximité de l'extrémité du mur. L'équilibre est permis par une compensation entre les poussées et les butées qui dépend de la déflexion relative du mur. Les efforts moteurs proviennent principalement de l'action de l'eau, et les efforts résistants sont les efforts de butée du sol en surface côté terre du mur et à proximité de l'extrémité des palplanches côté eau. Les sections suivantes sont basées sur des informations données par Dawkins (1991).

Charges hydrauliques

Les charges hydrauliques sont appliquées sur le mur au-dessus et en dessous des surfaces du sol, côté terre et côté eau. Elles sont appliquées comme des pressions dues aux charges hydrostatiques de chaque côté du mur, aux distributions hydrodynamiques des impacts de vagues, à la pression interstitielle de la partie encastrée du mur et aux forces induites par les écoulements (là où ils s'appliquent) qui sont incorporées dans le calcul de la charge latérale des terres.

Les forces hydrauliques agissant sur le mur au-dessus de la surface du sol sont discutées à la section 8.9.1. Les pressions interstitielles et les effets des écoulements dans le sol sont inclus sous une forme simplifiée et déterminés séparément côté eau (moteur) et côté terre (résistant) du mur, comme présenté à la figure 8.132 avec les diagrammes de contrainte nette de l'eau associés. La charge hydrostatique au sein d'un vide latéral potentiellement empli d'eau doit aussi être prise en compte, et cette charge est utilisée à la place de la poussée latérale des terres lorsqu'elle excède sa valeur.

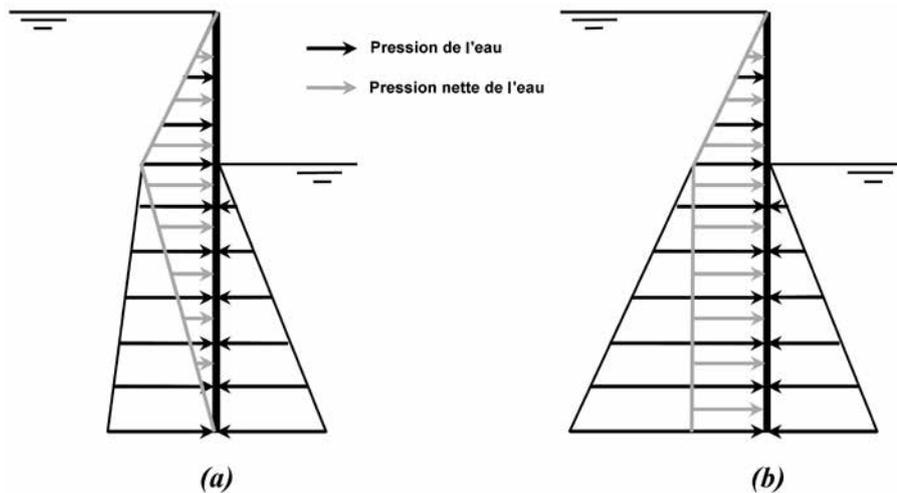


Figure 8.132 Diagrammes de pression hydrostatique et de pression nette, sable avec écoulement (a), et argile sans écoulement (b)

Poids des terres

Les pressions sur les deux côtés du mur sont calculées en utilisant la théorie de la pression latérale des terres, basée sur les résistances au cisaillement mobilisées (cf. équations 8.253 et 8.255), et le point de rotation trouvé fournit à la fois un équilibre des forces et des moments. Les analyses se font en contraintes effectives ou en contraintes totales. Quand le mur est mis en charge par une crue, le haut du mur pivote vers le côté terre, autour d'un point situé au-dessus du pied des palplanches. Au fur et à mesure que le haut du mur s'éloigne du cours d'eau, des contraintes de poussée se développent côté eau tandis que des contraintes de butée existent côté terre. En dessous du point de rotation, des contraintes de butée se forment côté eau et des contraintes de poussée côté terre. Les différences entre les contraintes de poussée et de butée de part et d'autre du mur sont calculées, et ces différences correspondent aux pressions nettes des terres (les forces liées aux écoulements ont tendance à augmenter le poids volumique déjaugé du sol côté eau tout en le réduisant côté terre ; il en résulte des pressions latérales des terres différentes de part et d'autre du mur). Grâce aux diagrammes de pression nette d'eau et de butée maximale, le point de rotation est calculé en considérant des forces et un moment d'équilibre horizontaux. Les pressions latérales des terres et la profondeur d'encastrement du mur sont calculées comme suit :

$$\varphi_m = \arctan(\tan \varphi / F_s) \quad (8.251)$$

$$c_m = c / F_s \quad (8.252)$$

où :

φ = angle de frottement interne (°)

φ_m = angle de frottement interne mobilisé (°)

c = cohésion (kPa)

c_m = cohésion mobilisée (kPa)

F_s = facteur de sécurité donné ou requis (-)

Différentes méthodes peuvent être utilisées pour déterminer les valeurs limites de pressions des terres. Pour un mur vertical avec des surfaces et des couches de sol horizontales et aucune adhérence mur/sol, les valeurs limites de pression des terres peuvent être calculées avec les coefficients de pression des terres de Coulomb comme suit :

Pour l'état limite de poussée :

$$\sigma'_a = (K_a \sigma'_v - 2 c_m \sqrt{K_a}) \cos \delta_a \quad (8.253)$$

où σ'_v est la contrainte verticale effective (kPa) calculée en utilisant le poids volumique déjaugé (en incluant les effets des écoulements), δ_a l'angle de frottement le long du mur (°) et K_a le coefficient de poussée des terres (-). Le coefficient de poussée des terres peut être calculé par différentes méthodes, qui doivent tenir compte de la géométrie réelle de la digue. Lorsque la crête est assez large, la formule suivante peut être utilisée :

$$K_a = \left[\frac{\cos \varphi_m}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_m + \delta_a) \sin \varphi_m}{\cos \delta_a}}} \right]^2 \frac{1}{\cos \delta_a} \quad (8.254)$$

Pour l'état limite de butée :

$$\sigma'_p = (K_p \sigma'_v + 2 c_m \sqrt{K_p}) \cos \delta_p \quad (8.255)$$

où K_p est le coefficient de butée (-). Lorsque la crête est assez large, la formule suivante peut être utilisée :

$$K_p = \left[\frac{\cos \varphi_m}{1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_m + \delta_p) \sin \varphi_m}{\cos \delta_p}}} \right]^2 \frac{1}{\cos \delta_p} \quad (8.256)$$

Le calcul avec le coefficient de butée de Coulomb (basé sur une surface de rupture plane) peut surestimer la butée. Les mécanismes de rupture selon des surfaces de glissement logarithmiques spiroïdales doivent être vérifiés, car ils renvoient généralement une contrainte de butée inférieure. Lorsque la surface du sol n'est pas horizontale ou que d'autres hypothèses limites ne sont pas valides, les pressions des terres peuvent être calculées par la méthode de Wedge (cf. section 8.6.3.1) dans laquelle la poussée ou la butée est optimisée analytiquement ou numériquement.

Les pressions hydrostatiques de l'eau peuvent être affectées par les écoulements. Lorsque les effets d'un écoulement sont considérés, l'excès de charge hydrostatique est supposé dissipé par un écoulement vertical descendant côté eau et ascendant côté terre. Le gradient hydraulique i (-) est supposé constant en tout point du sol de l'un ou l'autre des côtés du mur. Avec cette hypothèse, l'effet de l'écoulement implique de se référer au poids volumique de l'eau et au poids volumique déjaugé du sol dans la zone de l'écoulement. Du côté eau du mur :

$$\gamma_{we} = \gamma_w (1 - i) \quad (8.257)$$

et du côté terre :

$$\gamma_{we} = \gamma_w (1 + i) \quad (8.258)$$

γ_{we} = poids volumique de l'eau utilisé pour calculer σ'_v (kN/m³)

γ_w = poids volumique de l'eau (kN/m³)

i = gradient hydraulique (égal à zéro en conditions hydrostatiques) (-)

La figure 8.133 présente les diagrammes de pression des terres maximale pour le côté terre et le côté eau du mur et le diagramme de pression nette résultante nécessaire pour permettre l'équilibre des forces et des moments horizontaux autour d'un point de rotation noté point O. La détermination de l'emplacement du point O pour arriver à l'équilibre est un processus itératif qui nécessite de faire varier la profondeur d'encastrement jusqu'à ce que les facteurs de sécurité requis soient atteints.

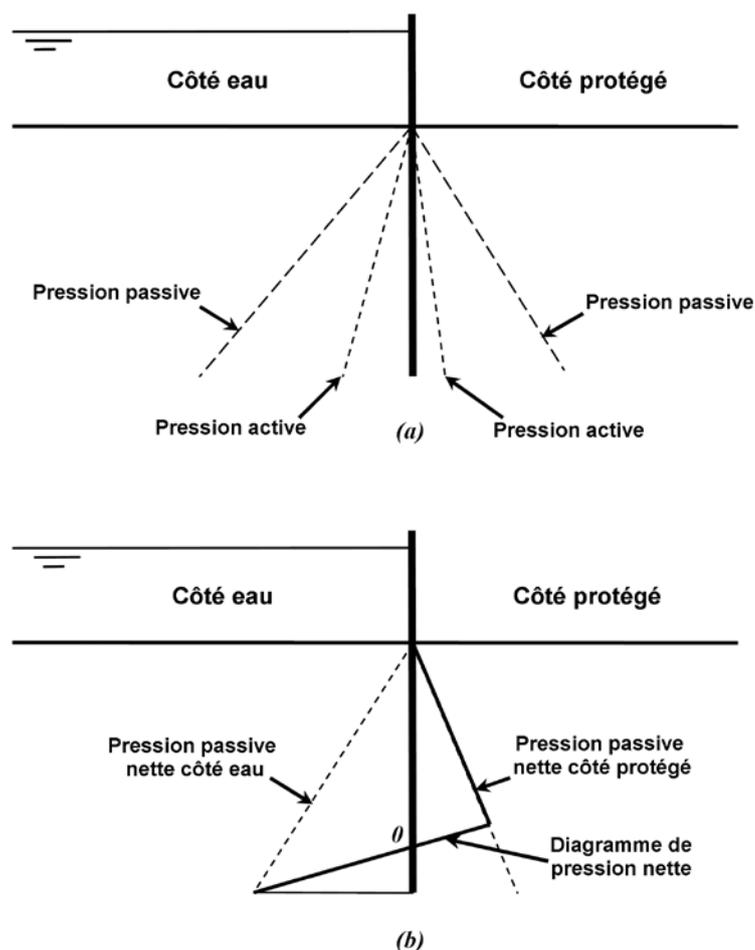


Figure 8.133 Diagrammes de poussées et de butées (a), et de butée maximale avec le diagramme de pression nette résultante (b)

Contraintes liées aux chocs/impacts de navires, aux embâcles et à la glace

Ces contraintes peuvent être estimées et incluses dans les charges hydrauliques et les pressions latérales des terres lors de la détermination de l'équilibre des forces et des moments horizontaux. La détermination de ces contraintes est spécifique au projet et n'est pas discutée ici.

8.9.3.2 Stabilité générale

Stabilité générale, stabilité globale ou stabilité en profondeur sont des termes utilisés pour décrire un mode de rupture où le mur est supposé se déplacer en même temps que la masse de sol dans laquelle il est encastré, lors de glissements ou de rotations provoqués par des mécanismes de rupture de stabilité de pente. Ce mode de rupture sera très probablement critique pour les cas où les murs en I sont situés dans des digues constituées de sols meubles. La stabilité globale est évaluée grâce à des logiciels de stabilité de pente pour les analyses avec et sans vide comme présenté à la figure 8.134. Les méthodes utilisées pour évaluer la stabilité globale doivent satisfaire toutes les conditions de l'équilibre statique. La condition sans vide est évaluée grâce à des procédures habituelles de stabilité de pente, mais l'incorporation d'un vide peut ajouter de la complexité et est discutée plus en détail par la suite. Un vide rempli d'eau côté eau peut être intégré en enlevant le sol côté eau et en le remplaçant par une contrainte mécanique pour représenter la charge hydrostatique de l'eau sur le mur. Les options de fente de tension dans les logiciels peuvent être utilisées, mais leur exactitude vis-à-vis du traitement des fentes de tension immergées doit être vérifiée.

Les méthodes pour déterminer les profondeurs des vides sont tenues pour approximatives. Il est donc nécessaire de vérifier la stabilité globale pour des conditions avec vide, sans vide et avec vide partiel. Pour les conditions sans vide et avec vide total, la stabilité est atteinte en supposant soit qu'aucun vide ne se forme côté eau, soit que le vide va s'étendre jusqu'en bas des palplanches. Étant donné que les sols saturés granulaires ne permettent pas l'apparition d'un vide, il est supposé qu'il ne s'en développera pas dans ces matériaux et les vides ne sont pas pris en compte dans la modélisation. Lorsqu'un sol cohésif recouvre un sol granulaire, le vide peut se propager jusqu'au sommet de la couche granulaire mais pas au-delà (cf. figure 8.134). Le cas où un sol cohésif se trouve sous un sol granulaire n'est pas totalement compris. Cependant, la précédente hypothèse, selon laquelle le vide va s'étendre jusqu'à la base des palplanches ou des matériaux fins, est recommandée.

La figure 8.134a montre les surfaces critiques de glissement avec et sans vide pour le système d'endiguement présenté. La surface de glissement sans vide est contrainte sous le pied de digue, ce qui empêche les surfaces potentielles de glissement de passer à travers le mur. Dans les sols meubles ou lorsque la pression interstitielle de l'eau dans le sable lui confère une faible résistance au cisaillement, c'est une hypothèse raisonnable, car il est entendu que la rigidité du mur est plus forte que celle du sol environnant. La figure 8.134b présente le modèle de stabilité avec vide partiel montrant le sol retiré du pied du mur et la surface de glissement initiée en ce point. Dans cette analyse, le vide ne s'étend pas complètement jusqu'au pied du mur mais jusqu'en haut de la couche de sable, et la pression hydrostatique de l'eau s'applique au sable. L'écoulement et les pertes de charge associées au sein de la couche de sable sont moindres que la pression hydrostatique exercée sur le mur entre le haut de la couche de sable et le pied du mur. Dans cette analyse, une pression des terres effective horizontale est calculée et appliquée au modèle dans la couche de sable (Brandon *et al.*, 2008).

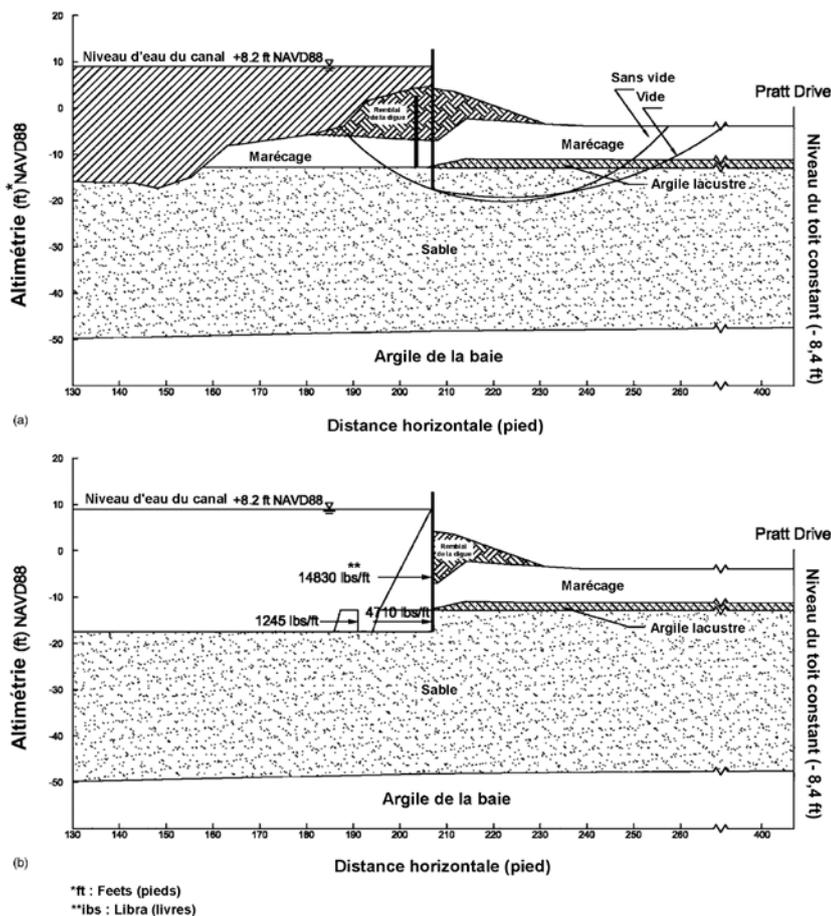


Figure 8.134 Analyses de stabilité de pente avec et sans formation de vide
(Brandon *et al.*, 2008)

8.9.3.3 Écoulements et soulèvement hydraulique

Les écoulements et les phénomènes de soulèvement hydraulique associés sont décrits à la section 8.6. Les mêmes principes sous-jacents s'appliquent aux écoulements autour des murs en I avec le problème supplémentaire de la formation de vides. La formation d'un vide côté eau dans des sols cohésifs adjacents aux murs en I peut créer une connexion directe aux couches sableuses sous-jacentes (Duncan *et al.*, 2008), et augmenter le potentiel de soulèvement hydraulique.

Plusieurs procédures existent pour analyser les écoulements et le soulèvement hydraulique. Les méthodes graphiques (réseaux d'écoulement), les solutions analytiques pour des conditions spécifiques, les méthodes des fragments et aux éléments finis sont des outils courants. Les avancées matérielles et logicielles des ordinateurs modernes ont grandement réduit le temps et les efforts nécessaires pour conduire les analyses numériques. De plus, l'analyse des écoulements par les éléments finis est devenue une opération de routine pour beaucoup de concepteurs. Les éléments finis sont souvent utilisés lorsque le substratum est considéré trop complexe pour une caractérisation généralisée, et le vide côté eau est facilement incorporé dans l'analyse des écoulements avec cette méthode. Plusieurs programmes informatiques couplent les résultats de l'analyse aux éléments finis des écoulements avec des programmes d'évaluation de la stabilité des pentes au glissement à l'équilibre limite pour aider à estimer les pressions interstitielles dans les analyses de stabilité globale.

8.9.3.4 Rupture structurelle

Palplanches et éléments en béton armé sont conçus pour résister à des efforts de flexion et de cisaillement qui sur un mur en I sont déterminés à partir de l'analyse de l'équilibre limite en rotation. Cependant, le concepteur doit distinguer les facteurs de sécurité à appliquer. Le moment et les forces de cisaillement obtenus de l'analyse de l'équilibre limite pour déterminer la profondeur du mur – grâce aux valeurs de résistance des sols mobilisés – tiennent déjà compte d'un facteur de sécurité. La conception doit prendre en compte le facteur de sécurité total lorsqu'il est combiné avec des facteurs de charge d'exploitation ou des contraintes autorisées en termes de résistance structurelle d'après les règles de dimensionnement. Généralement, les analyses d'équilibre limite sont réalisées sans inclure de facteur de sécurité afin de déterminer le moment et le cisaillement pour le dimensionnement des éléments structuraux.

Les murs en I sont souvent construits avec un mur en béton armé au-dessus de la surface du sol surmontant des palplanches foncées en dessous de la surface du sol. En plus des efforts de flexion et de cisaillement considérés pour le dimensionnement des palplanches et de la partie en béton armé, le mur doit être conçu pour transférer le moment et le cisaillement de la partie en béton armé vers les palplanches. Les méthodes de dimensionnement varient mais dépendent généralement d'une longueur de palplanches à encastrer dans le mur en béton (typiquement un mètre ou plus) grâce à des barres de renforcement passées au travers de lumières découpées dans les palplanches ou des goujons de cisaillement soudés à la palplanche.

8.9.3.5 Méthodes avancées d'interactions sol-structure

Les méthodes avancées d'interaction sol-structure (ISS) peuvent être utilisées pour le dimensionnement des murs en I, mais il est recommandé d'utiliser des méthodes d'équilibre limite plus simples en complément. Les méthodes des éléments finis/des différences finies ont été utilisées pour conduire des analyses ISS complètes.

Modéliser le sol comme un *continuum* requiert de caractériser son comportement en contrainte-déformation en plus de sa résistance. Les investigations et essais de fondation doivent prendre en compte les paramètres requis pour justifier le modèle constitutif choisi pour réaliser l'analyse. Le modèle constitutif le plus simple pour l'étude et le dimensionnement des murs en I est celui de Mohr-Coulomb (linéairement élastique, parfaitement plastique). En plus d'utiliser les propriétés traditionnelles de résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb, ce modèle incorpore des propriétés d'élasticité linéaire, telles que le module d'Young et le coefficient de Poisson ou les modules de cisaillement et d'élasticité.

Lors de la construction du modèle aux éléments finis, il est important d'inclure les interfaces appropriées qui permettent le glissement et la séparation aux contacts mur/sol. Mais, pour justifier de la stabilité globale de l'ensemble, il est important de permettre le déplacement du pied du mur, par exemple en étendant une interface sous le mur ou horizontalement au pied du mur. Les charges sont appliquées

comme des pressions mécaniques agissant perpendiculairement à la surface du sol et à la façade du mur. Lorsqu'un espace est inclus entre le sol et le mur en I, une contrainte mécanique horizontale est ajoutée sur le sol et sur le mur à cette profondeur. L'apparition d'un vide est modélisée en suivant la procédure utilisée dans le rapport de l'USACE (2006b). La contrainte horizontale totale dans l'élément adjacent au mur est comparée à la pression hydrostatique qui existerait si un vide était présent. Si la pression hydrostatique de l'eau excède la contrainte horizontale totale, il est supposé qu'un vide se forme. En partant de la surface du sol côté eau, chaque élément sous-jacent est vérifié au fur et à mesure que les niveaux d'eau sont augmentés de manière incrémentale. Les niveaux d'eau sont augmentés petit à petit (par exemple par pas de 0,3 à 0,6 mètre ou de 1 à 2 pieds) et le vide est approfondi par étapes. Le protocole pour le chargement et l'initiation du vide est le suivant :

- le modèle est mis à l'équilibre et les déplacements nodaux et vitesses nodales sont remis à zéro au niveau d'eau initial ;
- le niveau d'eau est augmenté petit à petit jusqu'à ce que la charge soit appliquée sur le mur (c'est-à-dire qu'aucun vide n'est autorisé à se former jusqu'à ce que le niveau d'eau atteigne le mur) ;
- lorsque l'eau applique une contrainte sur le mur, le critère de vide est contrôlé et le vide est approfondi par incréments jusqu'à ce que la contrainte horizontale excède la pression d'eau hydrostatique qui existerait à cette profondeur ;
- le niveau d'eau est augmenté de manière incrémentale et la nécessité d'augmenter la taille du vide est contrôlée ;
- une fois que le vide a atteint une certaine profondeur, il est supposé qu'il ne se refermera pas (c'est-à-dire que la taille du vide ne se réduit jamais).

Lors de l'utilisation des méthodes aux éléments finis pour l'évaluation ou le dimensionnement, les critères pour les performances acceptables incluent la contrainte supportable par les éléments structurels mais aussi la déflexion admissible du mur. La fiabilité de la déflexion calculée est un enjeu et il peut être utile de réaliser des essais de chargement sur le terrain pour calibrer les modèles sur les structures critiques. Les paramètres de contrainte/déformation conservatifs peuvent aussi être estimés à partir d'essais préalables *in situ* et en laboratoire. Les calculs de facteur de sécurité peuvent être effectués en utilisant une technique de réduction de la résistance et en maintenant un facteur de sécurité raisonnablement haut, comme lors des analyses d'équilibre limite de renversement du mur. La déflexion admissible du mur doit être choisie par rapport à un état limite de service.

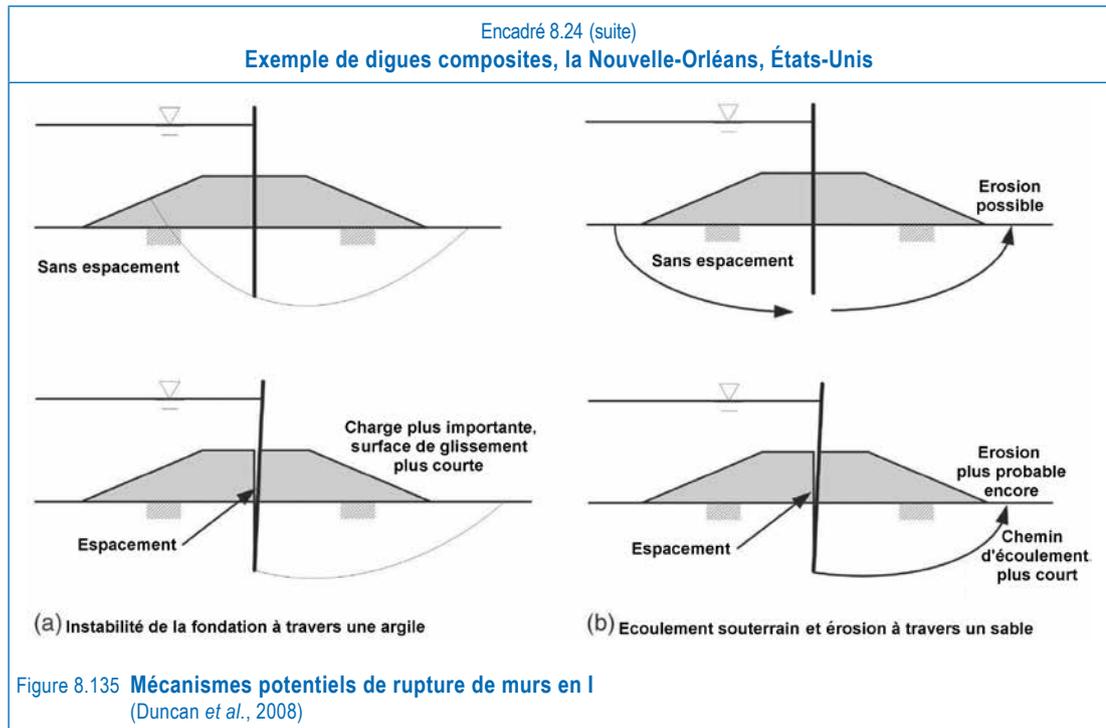
Des logiciels impliquant des charges réactives par sauts plutôt qu'en continu ont été développés et sont disponibles pour l'évaluation et le dimensionnement. Lorsqu'ils utilisent ces outils, les concepteurs sont encouragés à réaliser des analyses à l'équilibre limite en vue de comparaisons.

L'encadré 8.24 présente un exemple d'analyse de vide pour un mur en I.

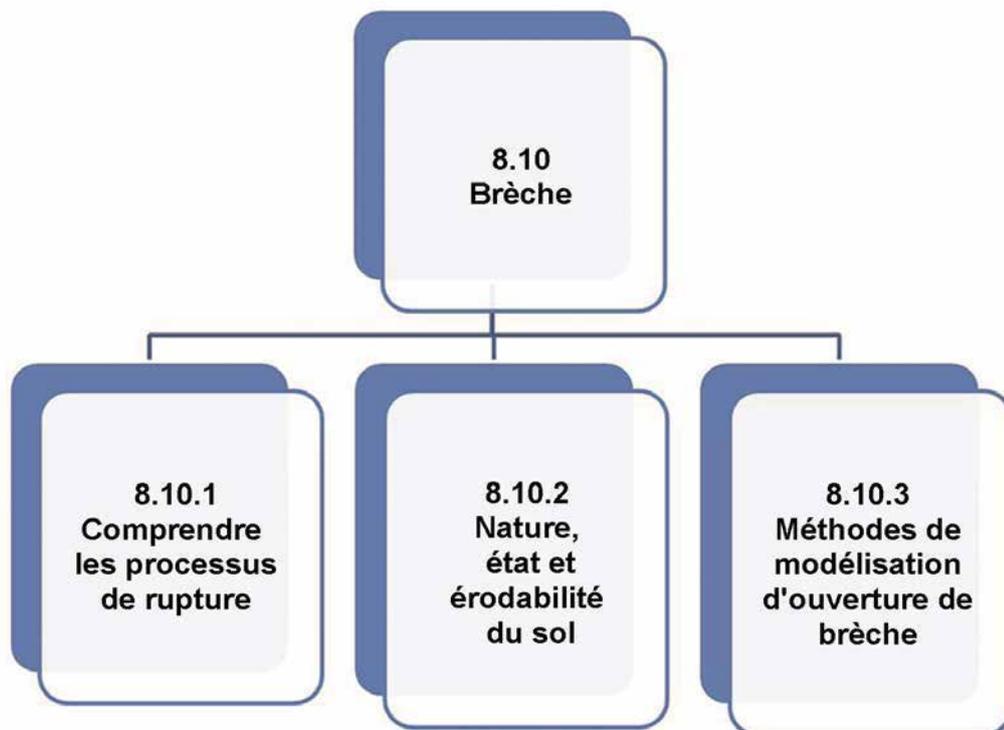
Encadré 8.24

Exemple de digues composites, la Nouvelle-Orléans, États-Unis

Comme rapporté par Duncan *et al.* (2008), les ruptures de digues pendant l'ouragan Katrina ont été responsables de nombreuses brèches dans le système de protection des crues à la Nouvelle-Orléans (États-Unis). Un facteur important dans tous les cas étudiés était le développement d'un vide en arrière du mur, alors que l'eau le mettait en charge, causant sa déflexion/déviations. La formation d'un vide a augmenté la charge exercée sur le mur, car les pressions d'eau dans le vide étaient plus fortes que les pressions des terres agissant sur le mur avant l'ouverture du vide. Là où le sol de fondation était argileux, la formation d'un vide a annulé la résistance au cisaillement du sol côté eau, la surface de glissement s'étant arrêtée au niveau du vide. Là où le sol de fondation était sableux, la formation du vide a ouvert une connexion hydraulique directe entre l'eau du canal et le sable sous la digue. Ce court-circuit hydraulique a empiré les conditions d'infiltration de l'eau et augmenté la probabilité d'érosion du sol par les écoulements. Il a également augmenté les sous-pressions à la base de la digue et sur la couche vasarde (marécage) côté terre de la digue, réduisant ainsi la stabilité. Étant donné que la formation de vides a des effets importants sur la stabilité des murs en I, et que des vides ont été observés en arrière de ces murs à de nombreux endroits une fois la tempête passée, l'influence de la présence de vides doit toujours être analysée lors des études de dimensionnement des murs en I.



8.10 BRÈCHE



La prédiction fiable du processus de rupture (vitesse à laquelle la brèche se forme, volume et vitesse de l'eau) est fondamentale pour de nombreuses activités, telles que l'évaluation du risque, l'établissement d'un plan d'urgence ou la gestion de crise. Prédire l'apparition de brèches nécessite de prendre en compte de nombreux éléments.

Incertitude

Le degré d'incertitude des méthodes de prédiction de brèches peut être important, comparé, par exemple, aux modélisations numériques de hauteur de crue. Il est dû :

- à l'incertitude et aux variations existantes dans les sols – tant naturelles qu'anthropiques ;
- à la complexité des interactions entre les comportements de l'eau, du sol et de la structure ;
- au fait qu'une seule prédiction de brèche peut n'être qu'un scénario possible parmi d'autres.

La compréhension de l'incertitude inhérente à la prédiction de brèches devrait permettre d'aider à déterminer quelles méthodes sont adaptées à quelle situation donnée. Lorsqu'un fort degré d'incertitude peut être toléré, il est probable que les méthodes les plus simples et les plus rapides soient appropriées. Lorsqu'un degré de précision plus élevé est requis, des méthodes plus complexes, éventuellement combinées avec le recueil de données, peuvent être plus adaptées. L'analyse de sensibilité donnant la répartition des conditions potentielles de rupture peut aider à réduire l'amplitude de l'incertitude.

Pertinence de différents aspects de la prédiction de rupture pour différents utilisateurs finaux

Certaines méthodes de prédiction, et en particulier les méthodes simplifiées, ne tiennent pas compte de certains aspects du processus général. Il est donc important de déterminer quels processus sont importants pour les utilisateurs finaux dans la façon de modéliser les brèches. Par exemple :

- pour l'**évaluation du risque d'une crue importante**, l'accent est mis sur l'établissement d'un zonage représentatif des surfaces concernées par le risque. L'estimation du volume d'eau apporté par la brèche sur les surfaces inondables doit donc être acceptable. Les détails concernant la brèche elle-même ne sont pas aussi importants que l'estimation de l'hydrogramme de crue ;
- dans le cas de l'**estimation du risque pour l'aménagement du territoire**, les limites exactes des inondations deviennent aussi importantes que la réduction des incertitudes sur la prédiction de l'hydrogramme de crue ;
- pour une insertion au sein du **plan d'urgence**, il devient pertinent de déterminer les conditions d'occurrence, de durée et de pic de l'inondation ;
- dans le cas du **plan de gestion de crise (évacuation et réparations)**, la connaissance du déroulement de la crue, de son étendue et de la vitesse de vidange à la fin de la crue présente un intérêt. Là où la brèche apparaît et nécessite des réparations, une prédiction fiable de ses caractéristiques, notamment de sa rapidité d'ouverture et de sa taille maximale, est importante.

8.10.1 Comprendre les processus de rupture

Trois étapes peuvent être identifiées pour la rupture de digue conduisant à une brèche, étapes qui s'appliquent à l'élargissement de la brèche par les processus d'effondrement/basculé en masse et/ou d'érosion de surface.

1. **Initialisation de la brèche** : lors d'une surverse ou d'un franchissement par paquets de mer, les mesures de protection de surface, telles qu'un couvert enherbé ou de l'enrochement, ne font plus effet et le sol commence à s'éroder depuis la surface. À l'intérieur de la digue, les infiltrations augmentent lentement au fur et à mesure que les matériaux sont retirés du corps de digue ou de la fondation. Cette étape peut durer des heures, des jours voire des mois si la charge hydraulique ou le débit franchissant n'est pas extrême, mais peut évoluer rapidement si la charge hydraulique continue d'augmenter.
2. **Formation de la brèche** : elle se produit une fois que l'érosion, initiée lors de l'étape précédente, commence à affecter la retenue de l'eau. Pour les brèches initiées par franchissement de paquets de mer ou par surverse cela correspond au moment où l'érosion de surface commence à inciser la crête (diminuant la hauteur de la digue) ou lorsque l'effondrement/basculé en masse recoupe le talus amont de la digue. Pendant la formation de la brèche, les écoulements et l'érosion augmentent tous deux rapidement, ce qui provoque souvent des brèches catastrophiques. Pour l'érosion interne, cette étape se produit une fois qu'un conduit s'est formé et que l'écoulement et l'érosion augmentent rapidement. Lorsque le conduit s'élargit, le toit s'effondre, provoquant la formation d'une brèche.

3. **Élargissement de la brèche** : une fois la brèche formée, la digue va en général très vite s'éroder jusqu'à sa base, et le courant au travers de la digue augmente rapidement. L'élargissement de la brèche intervient alors ; les processus d'érosion sont un affouillement et un arrachage de matériaux sur les côtés de la brèche. L'élargissement de la brèche continuera tant que l'écoulement à travers la brèche est suffisant pour éroder les matériaux sur les côtés. Le courant et l'érosion vont diminuer et finalement s'arrêter au fur et à mesure que le courant diminue, soit parce que la charge hydraulique diminue, soit parce que la brèche est noyée par l'eau située côté terre.

Hydrogramme de crue et ouverture de brèche

Les deux facteurs principaux influant sur le type d'hydrogramme sont :

- l'érodabilité du sol ;
- la durée de l'événement pour la charge hydraulique (ou dans le cas d'un réservoir, la relation hauteur-volume).

Les formes d'hydrogrammes en résultant incluent :

- **un débit de pic faible** : là où le niveau d'eau amont peut diminuer en même temps que l'érosion abaisse la crête de digue, l'hydrogramme de crue sera assez lent et de longue durée ;
- **un débit de pic important** : là où l'évacuation de l'eau n'affecte pas immédiatement le niveau amont, l'augmentation rapide de l'écoulement étant associée à une augmentation rapide de la taille de la brèche.

Lorsque c'est possible, le contrôle de l'érodabilité du sol et/ou de la charge hydraulique en amont peut être utilisé pour réduire la vitesse et le pic de l'hydrogramme de crue lors d'une brèche, même si le volume total de la crue reste identique. À proximité de la brèche, il est probable que ceci réduise le risque de dégâts et de décès.

L'impact de l'ennoisement sur la formation de brèche peut être significatif, et, lorsqu'il est probable, il doit être considérée à part entière dans l'analyse de la brèche. En effet, lorsque le niveau d'eau en aval de la brèche augmente, il peut rattraper le niveau de l'écoulement à travers la brèche et ainsi réduire le débit. Cette réduction va à son tour réduire le taux d'érosion et l'expansion de la brèche. L'ennoisement de la brèche se produit généralement lorsque le niveau d'eau en aval dépasse les deux tiers du niveau d'eau amont (comptés par rapport à la base de la brèche).

Déroulement de l'initialisation de la brèche

Lors de l'étape de l'initialisation de la brèche, la surverse, le franchissement de paquets de mer ou les infiltrations commencent à éroder le sol, en enlevant les éventuelles protections présentes. Lorsque l'érosion est suffisante pour affecter significativement le niveau hydraulique amont (par exemple en raison d'une diminution de la hauteur de crête ou d'un conduit de plus en plus large passant à travers ou sous la digue), le courant commence alors à s'accélérer et une brèche se forme. La correspondance entre le moment où la brèche se forme et le moment du pic de la crue est très importante. S'ils coïncident, l'inondation provoquée par la brèche sera plus forte que si le pic a lieu après la rupture.

Facteurs affectant la taille et la localisation de la brèche

Les facteurs affectant la localisation de la brèche comportent :

- les variations de la hauteur de crête – les points bas, qui peuvent résulter de constructions, de tassement ou d'érosion par des usages anthropiques ou d'animaux – seront des endroits favorisant l'érosion de surface lors de surverse ;
- les variations de la qualité de la protection de surface, particulièrement la couverture enherbée et/ou les zones de sols plus faciles à éroder ;
- les structures sur ou à travers la digue (transitions), qui favorisent souvent les infiltrations et peuvent constituer un point d'érosion préférentielle ;
- les transitions entre différentes mesures de protection, qui peuvent également constituer un point d'érosion préférentielle.

En milieu côtier, des facteurs supplémentaires sont à prendre en compte :

- la concentration locale de l'action des vagues due aux processus de réfraction (cf. section 7.4) ;
- la bathymétrie escarpée devant la digue, qui augmente la force de déferlement des vagues.

L'étude historique des brèches peut s'avérer utile pour émettre des hypothèses sur leur localisation. Cette analyse à l'échelle du bassin versant est aussi utile pour estimer la taille d'une brèche, étant donné qu'elle dépend de l'érodabilité du sol et des conditions de charge hydraulique. Au sein d'un système fluvial naturel, où la construction des digues peut s'être faite en utilisant des sols similaires, l'analyse historique peut potentiellement montrer une augmentation de la taille des brèches en aval du bassin versant. Plus la taille du bassin versant en amont est grande, plus le volume potentiel pouvant passer au travers d'une brèche pendant un événement de tempête sera important.

L'encadré 8.25 donne un exemple d'analyse historique de brèches pour déterminer leur localisation.

Encadré 8.25

Analyse historique de localisation des brèches, Loire, France

La localisation de brèches potentielles dues à la surverse peut être aisément obtenue en comparant les profils longitudinaux de la hauteur de crête et de la hauteur d'eau le long de la digue pour différentes crues. Cependant, il existe de nombreux autres facteurs qui affectent l'apparition de brèches et l'analyse de l'histoire de la digue permet de détecter certains points faibles dans le système d'endiguement.

Une analyse des ruptures historiques de la digue fournit des indications à la fois sur la localisation et sur les caractéristiques des brèches, telles que leurs dimensions, la cause principale de la rupture, etc. À titre d'exemple, l'analyse historique sur les digues de la Loire (Gauillier et Piney, 2011), conduite à partir d'archives, a permis d'identifier la plupart des brèches survenues pendant les trois crues majeures du XIX^e siècle. D'autre part, des éléments récurrents ont aussi pu être identifiés, tels que :

- la surverse qui était la cause principale de rupture, même si l'érosion interne a également causé certaines brèches ;
- la largeur des brèches qui variait de quelques mètres à plusieurs centaines de mètres (600 mètres pour la plus large).

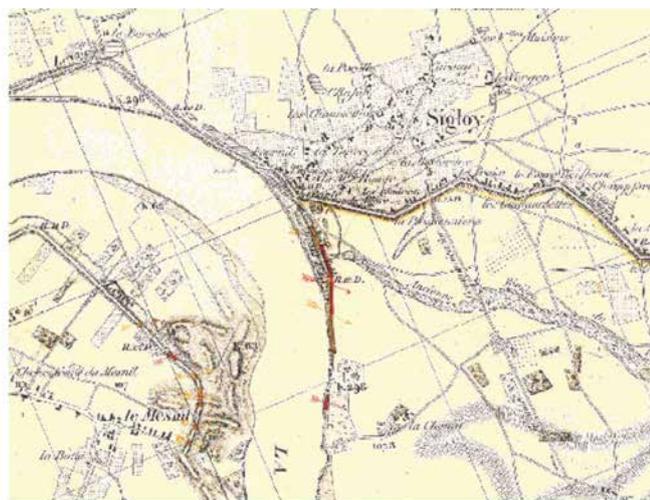
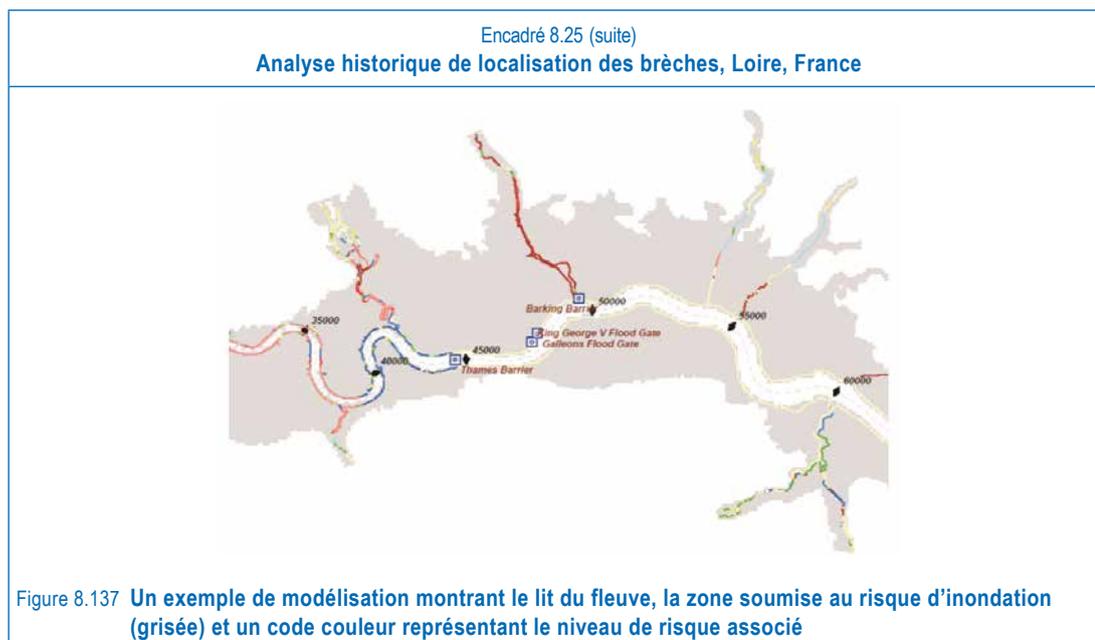


Figure 8.136 **Extrait d'une carte historique des digues de la Loire (première édition en 1850) montrant les positions des brèches (flèches), des infiltrations et les limites des zones immergées (lignes en pointillés jaunes) lors des trois principales crues du XIX^e siècle en 1846, 1856 et 1866**

Les localisations des anciennes brèches peuvent être considérées comme des endroits préférentiels pour les ruptures futures, parce que les réparations constituent des points faibles dans la digue ou simplement parce que des facteurs spécifiques rendent la rupture plus probable à ces endroits. Ces facteurs peuvent être la localisation de niveaux d'eau plus élevés (par rapport à la hauteur de crête), la présence d'affouillements en pied de digue, des vitesses de courant plus fortes (correspondant à un rétrécissement du lit du fleuve, au développement de la végétation ou à des embâcles végétaux, à un positionnement en rive externe d'un méandre du fleuve, etc.). En plus de l'étude historique, des analyses morphologiques et géotechniques peuvent aider à identifier les zones de brèches possibles. Cependant, il est nécessaire de faire preuve de discernement pour sélectionner, parmi les nombreuses zones de brèches possibles, celles qui en raison de conséquences potentielles plus fortes doivent être considérées de manière plus approfondie. De manière alternative, une évaluation systématique des risques d'inondation le long des digues peut être réalisée. Une telle analyse considère les performances des digues sous certaines charges hydrauliques, les probabilités et les conséquences d'une rupture. En attribuant un risque d'inondation à chacun des milliers de scénarios considérés pour le système de protection analysé, la modélisation peut créer une image du risque associé à chaque section de digue, fournissant ainsi un outil précieux pour l'aide à la gestion.



8.10.2 Nature, état et érodabilité du sol

Comme évoqué précédemment, le type et la nature du sol à l'intérieur d'une digue en déterminent l'érodabilité, qui influe sur le taux et le type d'érosion lors de l'initialisation et la formation de la brèche. Ainsi, les variations au sein du sol, naturelles ou provenant de la construction, peuvent créer des zones renforcées ou au contraire affaiblies face à l'érosion. Étant donné que l'érodabilité du sol est significativement influencée par l'énergie de compactage et la teneur en eau du sol au moment de la construction, la prise en compte de ces paramètres permet de construire des digues plus résistantes à l'érosion. Cependant, des changements de ces paramètres au cours du temps (détérioration) vont aussi affecter l'érodabilité.

L'érosion de la digue sera généralement de l'érosion de surface ou par glissement en crête, selon la nature du sol (Hahn et al, 2000, et Hansen et al, 2005a et b). Un sol très érodable, tel qu'un sol avec peu de cohésion et contenant beaucoup de sables ou de graves, sera rapidement érodé et généralement par l'érosion des surfaces exposées, et notamment de la crête. Un sol très résistant à l'érosion, tel que de l'argile avec des forces de cohésion importantes, sera lentement érodé et en général par la formation d'un glissement, par lequel une première « marche » s'érode sur le talus côté terre de la digue et recule ensuite à travers la crête. Étant donné que la crête de digue contrôle le taux de surverse pendant la formation de la brèche, un processus d'érosion qui abaisse cette crête entraînera probablement une brèche catastrophique plus rapidement qu'un processus comme le glissement, où la rupture catastrophique ne se produit qu'une fois que le glissement a traversé la crête jusqu'au talus côté eau.

Ces processus sont alimentés par le retrait des sédiments du corps de digue. Cela peut se produire *via* trois mécanismes (de Vroeg *et al.*, 2002, Mostafa, 2003, Mostafa *et al.*, 2008, et Morris, 2009) :

1. l'érosion de surface ;
2. l'érosion de masse ;
3. la désagrégation du sol.

L'érosion de surface se produit lorsque des sédiments sont retirés de la surface de la digue et mis en suspension par le courant. L'érosion de masse correspond à la situation où de petits agrégats de sol (et non seulement des particules individuelles) sont retirés de la digue. Ce processus est particulièrement affecté par la structure du sol, notamment par la fissuration éventuelle. La désagrégation du sol se produit lorsque de gros blocs de sol sont entamés et s'effondrent dans la brèche. Ils sont ensuite rapidement emportés par des processus d'érosion de surface et de masse.



a Érosion de surface par des écoulements turbulents à la base des côtés d'une brèche



b Érosion de masse - petits agrégats de sol/argile en train d'être emportés



c Désagrégation du sol - détachement d'un bloc sur le côté gauche de la brèche



d Désagrégation du sol - détachement d'un bloc sur le côté gauche de la brèche deux secondes après une brèche par détachement de bloc (le bloc a été emporté)

Figure 8.138 Mécanismes d'érosion à petite échelle
(source : M Morris)

Ces processus peuvent être observés pour différentes tailles de remblai ou de digue ; par exemple, le glissement et le détachement de blocs lors de la rupture du barrage El Guapo (cf. figure 8.139) présentent des processus semblables à ceux observés lors de tests sur des digues hautes de cinq à six mètres (cf. figure 8.138).



Figure 8.139 Rupture du barrage El Guapo, Venezuela, décembre 1999
(source : M Morris)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Jusqu'à récemment (~2005), la majorité des modèles d'érosion de digues ont utilisé des équations de transport de sédiments à l'équilibre (*equilibrium sediment transport* - EST). Le problème de ces équations est qu'elles ont été établies pour la prédiction à long terme de la morphologie des lits de rivière, et non pour la prédiction dans des conditions dynamiques et de court terme typiques des érosions catastrophiques de digues. Les relations EST ont généralement été établies en étudiant le transport de sédiments à l'équilibre dans des canaux, où le sédiment est envoyé et collecté, dans des conditions de courant régulier, pour établir un taux de transport au fond et en suspension pour un sédiment et un courant donnés. Ce procédé dépend de l'équilibre établi entre le flux entrant et le flux sortant de sédiment. Il est aussi basé sur un courant au-dessus d'un sédiment, plutôt qu'un courant à travers une digue ou une brèche – or, dans ce dernier cas, l'érosion peut se produire sur les côtés de la brèche, provoquant une désagrégation du sol lors de laquelle une masse de sédiments est injectée dans le courant.

Fondamentalement, le taux d'érosion d'une digue par des brèches est hautement dépendant de l'état du sol. Par exemple, un sol très compacté sera plus long à être érodé qu'un sol peu compacté (Hanson, 1992, et Hanson *et al.*, 1997). Les équations EST ne permettent pas de prendre en compte l'état du sol, car elles sont valables uniquement pour un sol dans un lit de fleuve. Ainsi, l'utilisation des équations d'érosion - plutôt que les équations EST - pour simuler l'érosion des digues permet-elle une représentation plus fidèle des processus physiques en jeu. Les équations d'érosion mettent en relation le taux d'érosion des sédiments et la contrainte de cisaillement appliquée par le courant, et sont applicables en dehors des conditions d'équilibre.

Une forme commune d'équation d'érosion telle qu'utilisée par Chen et Anderson (1986) et Hanson et al (2005b) est donnée ici :

$$E = K_d b (\tau - \tau_c)^a \quad (8.259)$$

où :

E = taux d'érosion, le volume dépendant de la variation du niveau du lit ($m^3/s/m^2$)

K_d = coefficient d'érodabilité ou de détachement

τ = contrainte de cisaillement effective

τ_c = contrainte de cisaillement critique

a, b = coefficients empiriques qui dépendent des propriétés du sol

Hanson suppose que $a = b = 1$. Les seules variables dans le calcul du taux d'érosion sont la contrainte de cisaillement critique (τ_c) et l'érodabilité du sol (K_d).

L'utilisation de telles équations présente deux avantages :

1. l'équation reflète un processus d'érosion dynamique et n'est pas basée sur des conditions d'équilibre statique, qui ne peuvent clairement pas s'appliquer ;
2. le paramètre d'érodabilité K_d peut être utilisé pour refléter les variations de l'érosion en fonction de l'état du sol (compacité, teneur en eau, etc.) (Hanson et Hunt, 2006).

On observe que l'érodabilité du sol est fortement dépendante de la compacité du sol et de sa teneur en eau (*cf.* figure 8.140).

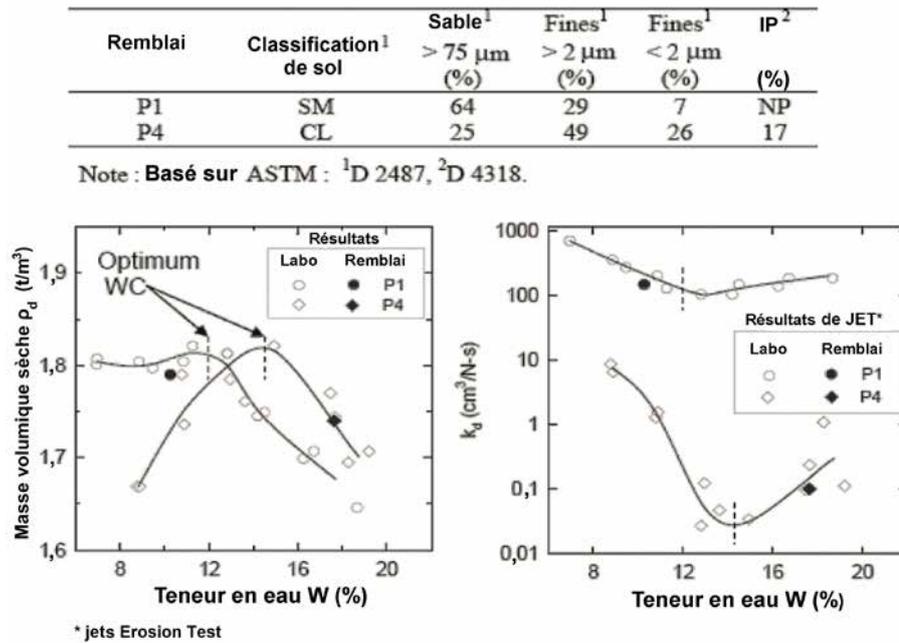


Figure 8.140 Exemple d'analyses montrant la relation entre l'érodabilité du sol (K_d) et son type, sa masse volumique apparente et sa teneur en eau (Hanson *et al.*, 2010)

L'inconvénient à utiliser une équation basée sur un coefficient d'érodabilité, tel que K_d , est la nécessité de définir une valeur pour K_d . Actuellement, des essais en laboratoire ou *in situ* sont utilisés pour la déterminer (Hanson *et al.*, 2005a), mais, selon les approches, les résultats ne sont pas toujours cohérents (Regazzoni *et al.*, 2008b, Wahl, 2008, et Wahl *et al.*, 2009). Les deux principales approches sont l'essai d'érosion de jet (*jet erosion test* - JET) (Hanson) pour l'érodabilité de surface et le glissement superficiel en crête et l'essai d'érosion de trou ou de conduit (*hole erosion test* - HET) (Fell) pour l'érodabilité interne.

Des ordres de grandeur sur les plages de valeurs d'érodabilité possibles pour un sol donné à un état donné existent, mais sont indicatives, et il est nécessaire d'évaluer l'impact de l'incertitude de ces valeurs sur toute étude. Temple et Handson (1994) ont entrepris des programmes de recherche sur les performances du sol et de la végétation au centre USDA Agricultural Research Service, aux États-Unis. Dans le cadre de ce travail, ils ont produit des descriptions indicatives et qualitatives de l'érodabilité des sols rapportés à l'équation 8.260 et aux tableaux 8.35 et 8.36. L'équation 8.260 fournit une méthode approximative pour estimer l'érodabilité basée sur le pourcentage d'argile et le poids volumique apparent du sol (Temple et Hanson, 1994).

$$K_d = \frac{10\gamma_w}{\gamma_d} \exp \left[-0.121(C\%)^{0.406} \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_w} \right)^{3.10} \right] \quad (8.260)$$

où :

K_d = taux d'érosion (cm³/N.s)

$C\%$ = pourcentage d'argile

γ_d = poids volumique apparent sec (Mg/m³)

γ_w = poids volumique de l'eau (Mg/m³)

Lorsque l'équation 8.260 est utilisée, une valeur de τ_c est aussi requise (cf. tableau 8.37). Une approximation possible est de supposer que $\tau_c = 0$ ou d'utiliser l'équation 8.261 (Hanson et Simon, 2001, et Hanson et Hunt, 2006).

$$K_d = 0.2\tau_c^{-0.5} \quad (8.261)$$

où :

K_d = taux d'érosion ($\text{cm}^3/\text{N.s}$)

τ_c = contrainte de cisaillement critique (Pa)

Étant donné l'incertitude associée à la description claire et à la mesure de l'érodabilité, une approche alternative consiste à utiliser une description qualitative de l'érodabilité et à tenir compte de cette incertitude lors de l'interprétation des résultats de la modélisation tels que présentés à la figure 8.141.

Tableau 8.35 **Descriptions qualitatives de valeurs de K_d**
(modifiées d'après Hanson et al., 2010)

Description	K_d ($\text{cm}^3/\text{N.s}$)
Extrêmement rapide	1000
Extrêmement rapide	100
Très rapide	10
Moyennement rapide	1
Moyennement lent	0,1
Très lent	0,01
Extrêmement lent	0,001

Tableau 8.36 **Valeurs approchées de K_d ($\text{cm}^3/\text{N.s}$) selon la compacité et le pourcentage d'argile**
(Hanson et al., 2010)

Argile (%)	Énergie de compactage modifiée (27.5 kg-cm/cm ³)		Énergie de compactage normale (6.0 kg-cm/cm ³)		Énergie de compactage faible (kg-cm/cm ³)	
	$\geq w_{OP}$	$< w_{OP}$	$\geq w_{OP}$	$< w_{OP}$	$\geq w_{OP}$	$< w_{OP}$
>25	0,05	0,5	0,1	1	0,2	2
14-25	0,5	5	1	10	2	20
8-13	5	50	10	100	20	200
0-7	50	200	100	400	200	800

Tableau 8.37 **Valeurs approchées de τ_c (Pa) selon la compacité et le pourcentage d'argile**
(Hanson et al., 2010)

Argile (%)	Énergie de compactage modifiée (27.5 kg-cm/cm ³)		Énergie de compactage normale (6.0 kg-cm/cm ³)		Énergie de compactage faible (kg-cm/cm ³)	
	$\geq w_{OP}$	$< w_{OP}$	$\geq w_{OP}$	$< w_{OP}$	$\geq w_{OP}$	$< w_{OP}$
>25	16	0.16	4	0.04	1	0.01
14-25	0.16	0.01	0.04	0	0.01	0
8-13	0.0	0	0	0	0	0
0-7	0	0	0	0	0	0

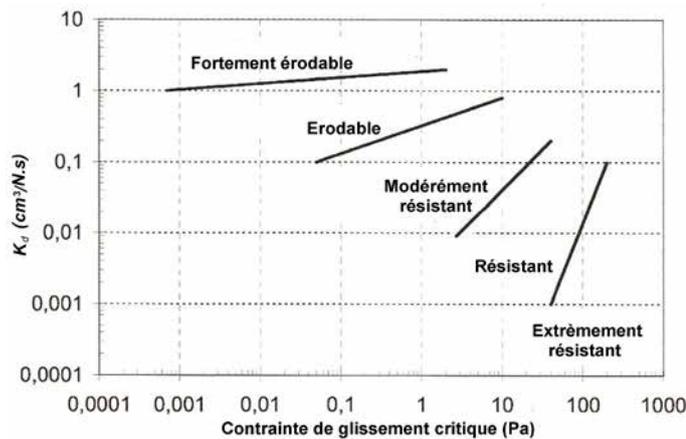


Figure 8.141 **Érodabilité du sol**
(d'après Hanson et Simon, 2001)

8.10.3 Méthodes de modélisation d'ouverture de brèche

Il existe différents types de modèles pour la prédiction des brèches. Ils peuvent être approximativement classés en trois catégories :

- les modèles empiriques, non basés sur des lois physiques ;
- les modèles analytiques et paramétriques, en partie basés sur des lois physiques ;
- les modèles purement physiques.

Modèles empiriques ou non physiques

De telles méthodes sont généralement basées sur des données collectées à partir d'événements connus. Les paramètres des brèches (par exemple le pic de débit, la largeur de la brèche, etc.) sont estimés à partir d'équations prédictives, elles-mêmes déterminées à partir de régressions linéaires utilisant des données historiques ou de laboratoire. L'avantage de ces équations est leur simplicité – il n'y a pas besoin de se servir de modèles informatiques. Cependant, cette simplicité est aussi l'une de leurs principales faiblesses, car les prédictions peuvent être très incertaines. Les utilisateurs ont souvent peu de connaissances à propos des données sur lesquelles les équations ont été basées, ainsi les contraintes d'application et leur adéquation à un site spécifique sont inconnues. Une autre limite d'utilisation de ces équations est qu'elles ne prédisent que des valeurs de paramètres spécifiques, par exemple, le pic de débit plutôt que l'hydrogramme d'écoulement complet ou la largeur finale de la brèche plutôt que sa variation au cours du temps. Wahl (2004) présente et compare ces équations et recommande celle de Froehlich (1995b), qu'il juge comme la moins incertaine :

$$Q_p = 0.607V_w^{0.295}h_w^{1.24} \quad (8.262)$$

où :

Q_p = pic de débit (m^3/s)

V_w = volume d'eau stocké au-dessus de la base de la brèche au moment de la rupture (m^3)

h_w = hauteur d'eau au-dessus de la base de la brèche au moment de la rupture (m).

Cette équation a été établie par régression linéaire sur des données de 22 ruptures de barrages. Il est donc difficile de savoir si elle s'applique à des digues plus petites. Les paramètres clés (V_w et h_w) se rapportent au volume et à la hauteur d'eau retenue par un barrage. Wahl (2004) suggère que l'incertitude dans l'utilisation de cette équation est de l'ordre de 0,53 à 2,3 avec une valeur hypothétique de 1,0.

Des équations additionnelles prédisant la largeur finale de la brèche et le moment de la rupture sont aussi disponibles. L'incertitude sur la prédiction du moment d'ouverture de la brèche est plus grande, de 0,38 à 7,3 avec une valeur prédite de 1,0. L'application d'une telle équation dans le cadre d'une digue offre donc une estimation simple et rapide, mais avec des incertitudes potentiellement importantes.

Toutes les équations comparées s'appliquent à la formation de brèches dans les barrages plutôt que dans les digues. L'adéquation pour une application croisée n'a pas été étudiée et il est probable que des erreurs considérables soient introduites dans une méthode de prédiction des brèches déjà incertaine. Un travail de recherche de Verheij (2002) fournit une relation simple entre la largeur des brèches B (m) et le temps t (s) pour des digues sableuses et argileuses en se basant sur des essais *in situ* et en laboratoire (cf. figure 8.142).

$$\text{Pour les digues sableuses : } B = 67 \log \left(\frac{t}{522} \right) \quad (8.263)$$

$$\text{Pour les digues argileuses : } B = 20 \log \left(\frac{t}{288} \right) \quad (8.264)$$

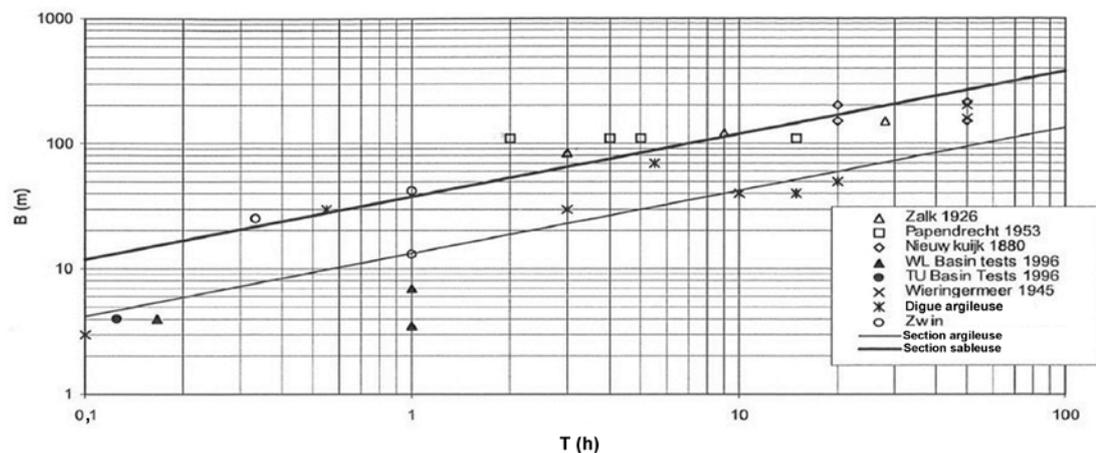


Figure 8.142 **Largeur de brèche (B) en fonction du temps (t) et du type de sol (courbe du haut : sable, courbe du bas : argile)** (Verheij, 2002)

Modèles semi-physiques, analytiques et paramétriques

La grande marge d'incertitude associée aux méthodes empiriques a amené à développer des modèles plus complexes. Ceux-ci sont basés sur des processus physiques, mais avec des hypothèses simplifiées pour représenter la rupture de la digue ou du barrage afin de ne pas compliquer le processus de calcul. Ces hypothèses incluent généralement l'utilisation d'une équation de réservoir pour représenter le courant au-dessus de la digue, afin que les conditions d'écoulement critique existent sur la crête. Cependant, ces modèles nécessitent souvent aussi de donner le taux d'érosion pour l'ouverture de la brèche ou le temps mis pour l'ouvrir, ainsi que les dimensions finales et la forme de la brèche. Certains modèles prédisent ensuite simplement un modèle d'ouverture qui correspond à ces paramètres et en déduisent un hydrogramme de crue. Leurs valeurs peuvent donc varier et sont très dépendantes de l'utilisateur. Alors que ces modèles semblent donner une prédiction plus précise de l'hydrogramme de crue (par rapport aux équations empiriques), ils ne font que refléter les données fournies par l'utilisateur et peuvent aussi inclure de fortes incertitudes.

Des exemples de cette approche peuvent être vus dans le code original DAMBRK et l'*Hydrologic Engineering Center River Analysis System* (HEC-RAS) (USACE, 2011). L'analyse de sensibilité est habituellement mise en œuvre en utilisant des méthodes d'estimation des paramètres pour établir une gamme de comportements possibles lors d'une brèche, et ensuite essayer de déterminer l'amplitude de l'incertitude inhérente à l'approche.

Modèles physiques

Les modèles physiques numériques simulent la rupture des digues en se basant sur les processus qu'elle implique, tels que le régime hydraulique, l'érosion et l'instabilité de pente. Durant les quatre dernières décennies de nombreux modèles ont été développés pour simuler les ruptures de digues et de barrages. Ces modèles diffèrent par leur complexité, par les hypothèses intégrées et les techniques utilisées. Morris (2011) donne une synthèse de ces modèles.

Le CEATI Dam Safety Interest Group a financé un projet de recherche pour passer en revue et évaluer les modèles de brèche utilisés dans le domaine industriel (Morris et al, 2012b). Suite à une consultation internationale, cette recherche s'est concentrée sur les performances de deux modèles – le modèle HR BREACH (Mohammed, 2002, et Morris et al, 2021b) et le modèle SIMBA (Hansen *et al.*, 2005c). Le modèle SIMBA qui est maintenant intégré dans le logiciel WinDAM B (USDA, 2013) tandis que le modèle HR BREACH 2008 est intégré dans le module InfoWorks®RS (Innovyze, 2013) de modélisation d'écoulement. SIMBA simule la formation de brèche par glissement de crête, alors que HR BREACH simule l'initialisation et la formation par érosion de surface. Cependant, une version du processus de glissement par SIMBA est aussi incluse dans HR BREACH, en même temps que la prédiction d'ouverture de brèche par la formation de renards hydrauliques.

SIMBA et HR BREACH sont tous deux des modèles physiques bien qu'ils adoptent des approches différentes de la simulation. SIMBA est très rapide, mais prédéfinit le processus de rupture par érosion. HR BREACH prend plusieurs minutes pour fonctionner, mais permet au modèle de prédire comment l'érosion va se développer à travers la digue.

Les versions ultérieures de HR BREACH (Morris *et al.*, 2012b) introduisent la possibilité de prédire les processus de formation de brèche sur des digues hétérogènes horizontalement ou verticalement, où les couches de sol différent ou d'érodabilité différente peuvent significativement affecter les processus de brèche. Le développement d'un nouveau modèle simplifié appelé AREBA (van Damme *et al.*, 2011) choisit une approche semblable à celle de SIMBA en prédéfinissant le processus de rupture, mais inclus les ruptures (pour les digues homogènes uniquement) en considérant l'érosion de surface, le glissement de crête ou la formation de renards. AREBA fonctionne en moins d'une seconde, ce qui en fait un outil utile pour comprendre comment une digue peut rompre dans des conditions et des modes de rupture variés.

Bien que WinDAM (SIMBA), HRBREACH et AREBA soient les modèles physiques les plus récents, il faut noter l'existence de toute une variété de modèles, souvent développés dans le cadre de programmes de recherche. Lors du choix d'un modèle de brèche pour un cas donné, il est important de comprendre quels processus sont simulés et quelles simplifications ou hypothèses ont été faites et leur impact sur le cas considéré.

Le projet européen FLOODsite comprend un programme substantiel de recherche dans la modélisation de l'initialisation et de l'ouverture des brèches. Les conclusions de ces travaux, qui incluent des lignes directrices sur les modèles et modélisations de brèches, sont disponibles en ligne (Oumeraci, 2005). Une variété de rapports associés fournissent également des informations utiles, et constituent un bon point de départ pour quiconque désire en savoir davantage sur les processus de rupture. En particulier, Oumeraci (2005) fournit des descriptions image par image de nombreuses ruptures de digue, mettant ainsi en lumière les différents processus impliqués.

Sélection du modèle de brèche et des paramètres d'entrée

Les paramètres d'entrée requis vont dépendre du modèle utilisé ; ainsi plus le modèle (ou l'équation) est simple, moins les paramètres requis seront nombreux et plus grande sera l'incertitude sur la prédiction. Étant donné que les processus de brèche dépendent de la charge hydraulique, combinée avec l'érosion du sol et la réponse de la structure, il semble raisonnable de supposer que les paramètres reflétant ces processus sont nécessaires à la modélisation. Un paramètre clé jouant sur sur l'érosion est l'érodabilité du sol, qui est affectée par des données telles que la teneur en eau, la compacité, etc. Cependant, en pratique, ces données ne sont généralement pas prises en compte directement, mais plutôt à travers l'estimation du type de sol et de son érodabilité potentielle. Bien que cette approche offre une méthode pratique de modélisation de brèche, il est nécessaire de prêter attention à la variabilité possible de l'érodabilité pour une situation donnée. Une étude de sensibilité, utilisant un éventail de valeurs possibles pour les paramètres clés, est fortement recommandée.

On note que les premiers modèles de brèche tendaient à utiliser les équations de transport solide pour prédire l'érosion au sein d'une brèche. Ces dernières années, de nombreux modélisateurs se sont orientés vers l'utilisation d'équations d'érosion, qui déduisent le taux d'érosion associé à la contrainte de courant et à l'érodabilité du sol, plutôt qu'à la seule taille des particules. Cela reflète mieux les conditions, dynamiques et changeant rapidement, au sein d'une brèche et permet de tenir compte du type et de l'état du sol.

Modèles intégrés de brèche et d'écoulement

Pour simuler correctement les conditions de brèche au sein d'un système de digues, il est souvent nécessaire d'intégrer à la fois les modélisations de brèche et d'écoulement. Là où le niveau d'eau côté terre excède environ les deux tiers de la hauteur des niveaux d'eau à la base de la digue côté eau, le débit à travers la brèche et la vitesse d'ouverture de la brèche seront affectés. Dans ces situations, la prédiction correcte des conditions nécessite une analyse étape par étape des niveaux d'eau et de l'ouverture de la brèche sur la totalité du système de digues. Très peu de modèles de brèche intègrent véritablement les modèles de courant pour fournir des prédictions de brèche sur la totalité du système de digues. Dans certaines situations, les effets de l'envolement de la brèche sur les conditions générales d'inondation seront significatifs.

Des exemples de différents modèles d'analyse de brèches sont donnés aux encadrés 8.26 à 8.27.

Encadré 8.26
Exemple de modèles empiriques ou non-physiques

Dans certaines études, on suppose qu'une brèche s'est produite, et les conditions d'inondation sont ensuite simulées. Bien que simple, cela peut donner une estimation excessivement pessimiste de l'étendue et de l'amplitude du risque d'inondation. La figure 8.143 montre un plan d'inondation généré à partir d'une telle hypothèse. Ces résultats peuvent être rapidement mal interprétés, car le degré de détail de la cartographie de l'inondation masque les hypothèses grossières faites lors de la modélisation de brèche, qui déterminent finalement le volume et la vitesse de l'eau de crue relâchée dans la zone inondée.



Figure 8.143 Exemple de zonage des hauteurs d'eau trente minutes après une rupture de digue dans une zone urbaine
(Monier, Sogreah, 2011)

Un exemple des différences obtenues en modélisant la brèche plutôt qu'en supposant une rupture instantanée est présenté à la Figure 8.144. Le graphique de gauche montre l'ouverture de la brèche en fonction du temps, celui de droite la différence sur l'hydrogramme de crue calculé. L'exemple a été traité en calculant par avance l'évolution de la brèche avec le code Rupro, développé par Irstea en France (ce code est inclus dans le code de modélisation de brèche simplifié CastorDigue), puis en se servant de cette évolution dans le code de modélisation hydraulique. Cette hypothèse nécessite que la brèche ne soit pas noyée pendant sa formation, car les modélisations de l'ouverture de la brèche et de l'écoulement sont effectuées séparément.

Encadré 8.26 (suite)
Exemple de modèles empiriques ou non-physiques

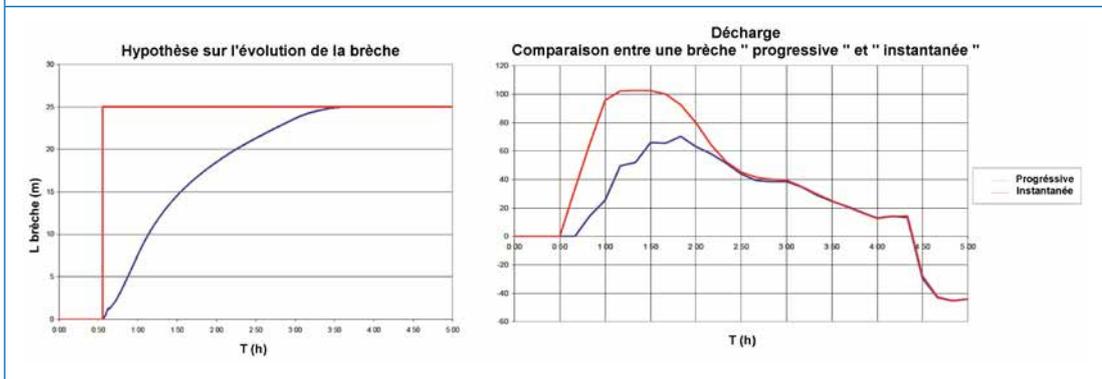


Figure 8.144 Exemple de prédiction de brèche supposée instantanée (rouge) ou à ouverture progressive (bleu)

Encadré 8.27
Exemples de modèles physiques

Le modèle HR BREACH a été à l'origine développé par Mohamed (2002), puis intégré à la chaîne de modélisation d'écoulement InfoWorks®RS en 2008 et étendu aux brèches simulées à travers des digues zonées par Morris (2011). Le modèle nécessite une gamme de paramètres pour définir les conditions limites hydrauliques, la structure de la digue ainsi que le type et l'état du sol. La simulation de brèche prend en compte la protection de surface (talus enherbé, enrochement, etc.) et simule la formation de la brèche par érosion de surface, glissement de crête ou renard hydraulique. Le modèle prédit les conditions pour des profils en travers de la digue, utilise une équation d'érosion du sol pour prédire l'érosion profil par profil et permet une modélisation discrète de la chute de blocs et de leur déplacement durant le processus.

La version intégrée du modèle de brèche interagit avec une chaîne de modèles d'écoulement 1D/2D pour chaque pas de temps, ainsi les conditions au sein de la brèche et les hauteurs d'eau associées sont-elles mises à jour de manière interactive (cf. figure 8.145). Plusieurs unités de brèche peuvent être simulées simultanément au sein du modèle d'écoulement, ce qui permet la prédiction de plusieurs brèches dans un système d'endiguement au cours d'une même simulation.

La version étendue (Morris, 2011) du modèle inclut la possibilité de simuler la formation de brèches à travers des digues zonées. Ainsi, là où la digue a été construite en utilisant différents matériaux à différents endroits, ou là où la digue a été rehaussée et contient des couches de sol de nature, d'érodabilité ou d'états différents, le modèle simule la manière dont le taux d'érosion et la forme de l'ouverture de la brèche sont affectés au niveau de ces différentes zones. Des zones de différents matériaux au sein d'une seule digue peuvent affecter de manière sensible la façon dont la brèche se forme.

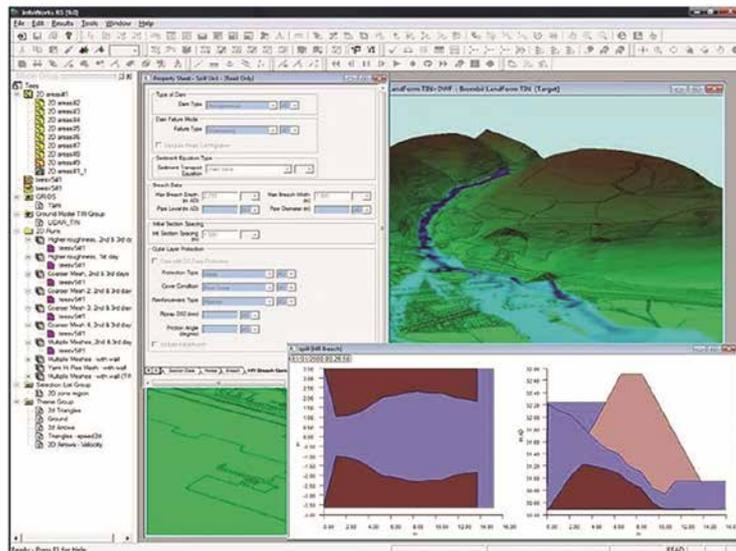


Figure 8.145 Modèles de brèche et d'écoulement 2D intégrés

Encadré 8.27 (suite)
Exemples de modèles physiques

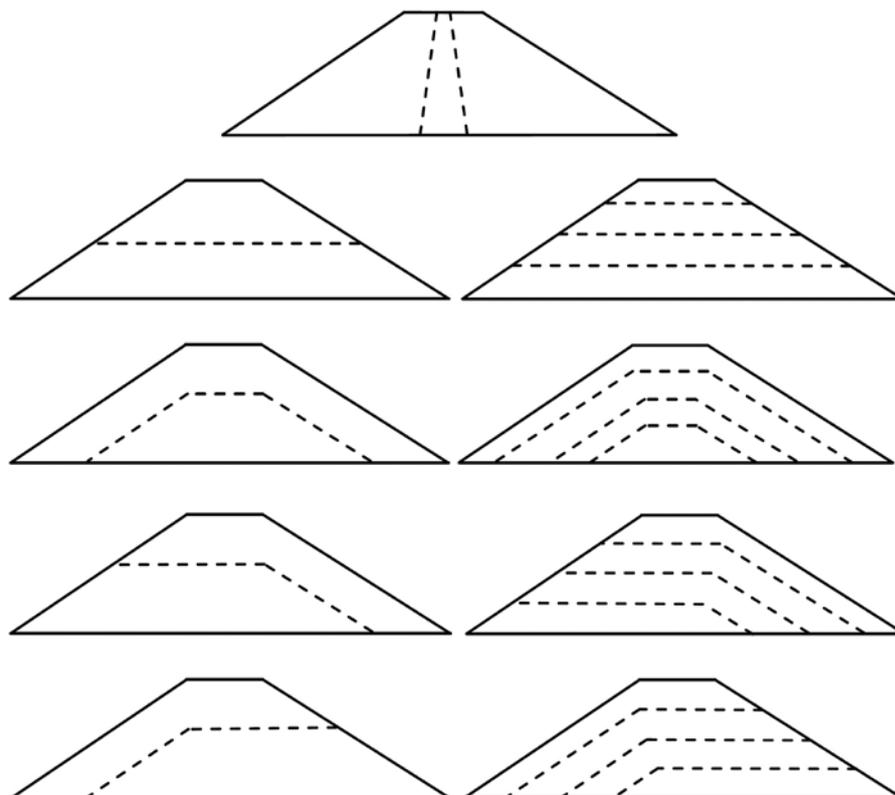


Figure 8.146 **Approche de la modélisation de brèche de digue zonée**
(HR BREACH, 2011)

Le code WinDAM B (USDA, 2013) incorpore le modèle de glissement en crête SIMBA qui simule l'érosion par glissement en crête pour une digue ou un barrage en terre en supposant un modèle de rupture prédéfini. En faisant ces hypothèses le modèle peut simuler les brèches très rapidement (quelques secondes). Le pack WinDAM B incorpore le modèle SIMBA au sein d'un cadre qui permet la simulation d'un réservoir, comprenant la résistance à la surverse d'une surface enherbée.

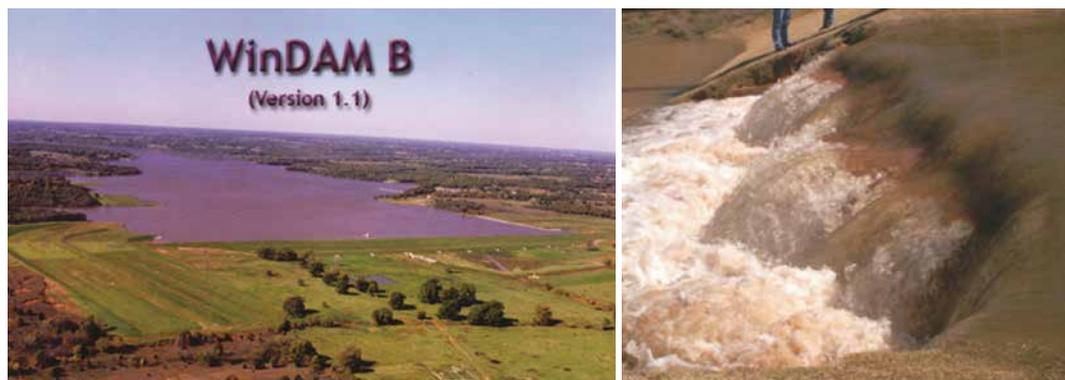


Figure 8.147 **Code WinDAM pour estimer l'érosion de digues en terre et les déversoirs auxiliaires des barrages**
(d'après USDA, 2013)

AREBA est un nouveau modèle qui adopte une approche équivalente à celle de SIMBA en prédéfinissant la manière dont se forme une brèche, mais permet à l'utilisateur de simuler l'érosion de surface, le glissement en crête ou l'érosion interne (formation de renards hydrauliques). Le modèle s'exécute en moins d'une seconde et a été conçu pour être utilisé au sein de modèles de risques (c'est-à-dire la simulation de crue pour les systèmes de digue) ou comme un modèle autosuffisant. En 2012, le modèle était en cours de finalisation.

Exemple de pratique courante

Le second type de modèle est souvent utilisé dans des études opérationnelles, car il reste un outil simple, mais ne permet de fixer un scénario d'ouverture au cours du temps que de manière assez arbitraire. Par exemple, dans le cas de La Faute-sur-Mer (France), le modèle de brèche Rupro, intégré dans le logiciel CastorDigue (Irstea, 2012) a été utilisé (cf. encadré 8.28).

Encadré 8.28 Modèle Rupro

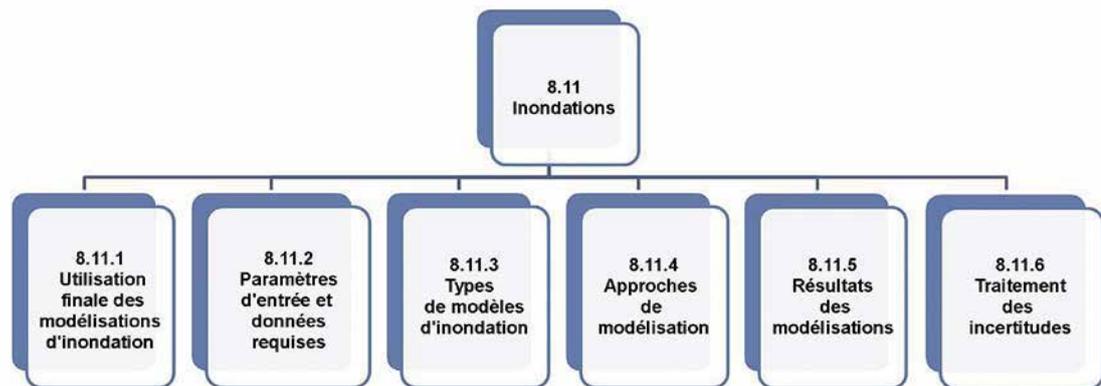
Partant de l'hypothèse que la section transversale de la brèche peut être représentée par une valeur moyenne et n'a pas besoin d'être définie précisément, le modèle évalue la diminution de hauteur de crête le long de la brèche. Ensuite, l'hydrogramme est obtenu en utilisant l'équation de Bernoulli, tandis que le taux d'érosion provient du débit de sédiment calculé en utilisant l'équation de Meyer-Peter et Müller (1948) :

$$Q_s = 8 (\beta\psi - 0.047)^{3/2} \sqrt{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)} g d^3 \quad (8.265)$$

La forme primaire de la section transversale représentative de la brèche est circulaire (si elle est causée par érosion interne) ou rectangulaire (dans le cas d'une surverse). Les résultats des programmes de recherche Cadam et Impact European (tests à l'aveugle sur des expériences contrôlées de terrain et de laboratoire) montrent qu'un tel modèle simplifié peut fournir des estimations appropriées pour les débits à travers une brèche, mais se montre moins fiable pour définir l'évolution de la forme de brèche (Paquier et Recking, 2004). À partir du projet Impact European, Paquier (2007) a montré que le modèle pouvait être amélioré en réduisant le taux d'érosion au cours de l'étape d'élargissement afin d'obtenir une correspondance quasi parfaite entre les résultats mesurés et les résultats calculés (l'erreur est de l'ordre de grandeur de l'incertitude de mesure). Les limites de ce modèle (et de la plupart des modèles) à l'application sur le terrain résident dans l'estimation des paramètres du modèle (qui sont plus faciles à établir sur des expériences contrôlées avec des matériaux homogènes). Pendant le projet Impact European, l'estimation d'incertitude sur un événement de rupture bien connu (celle du barrage Tous à Valence, Espagne) a donné une incertitude de 30 à 90 % pour les pics de débits, en raison de l'incertitude sur les paramètres. Si le scénario de rupture n'est pas connu, l'incertitude sera bien plus grande. Il est donc important, pour réduire l'incertitude des résultats de modélisation de brèche, de prêter attention aux facteurs suivants :

- la localisation de la brèche ;
- l'estimation du temps de développement de la brèche ;
- l'estimation des caractéristiques des matériaux de la digue.

8.11 INONDATION



Cette section donne des indications sur la manière de déterminer la précision des résultats d'un modèle pour l'utilisateur final et d'être clair sur les limites des méthodes existantes et dans quelles circonstances elles peuvent être appliquées. L'accent est mis, le cas échéant, sur les efforts actuellement entrepris par des groupes ou des organisations à travers le monde, particulièrement pendant le projet FLOODsite (Oumeraci, 2005).

8.11.1 Utilisations finales des modélisations d'inondation

8.11.1.1 Occupation des sols

Une composante critique de la réduction des risques est de minimiser les conséquences possibles résultant d'une crue ou d'une tempête. Une part importante de cette minimisation consiste à améliorer les connaissances de toutes les parties intéressées (les populations à risque et toutes les entités gouvernementales, régionales ou locales). Ainsi, leur rendre disponibles des informations telles que des cartes d'inondation comprenant les scénarios de brèche est-il une démarche avisée. La cartographie du risque d'inondation devrait être accessible au public et accompagnée d'informations expliquant le risque lié à ces processus de brèche (par exemple, l'inondation de la ville de Toulouse, dans le sud de la France).

8.11.1.2 Analyse de risque

Dans plusieurs pays, des politiques nationales sont imposées aux propriétaires des digues pour estimer le risque induit dans une zone inondée par une rupture ou une brèche pouvant se produire dans la digue. Pour ce faire, la modélisation 2D de l'inondation est utilisée pour déterminer et situer dans le temps les vitesses de courant et hauteurs d'eau maximales dans la zone inondée. Pour la sécurité des personnes, ces résultats sont comparés à des critères étudiés pour permettre une bonne évacuation (un exemple de limites est montré à la figure 8.148).

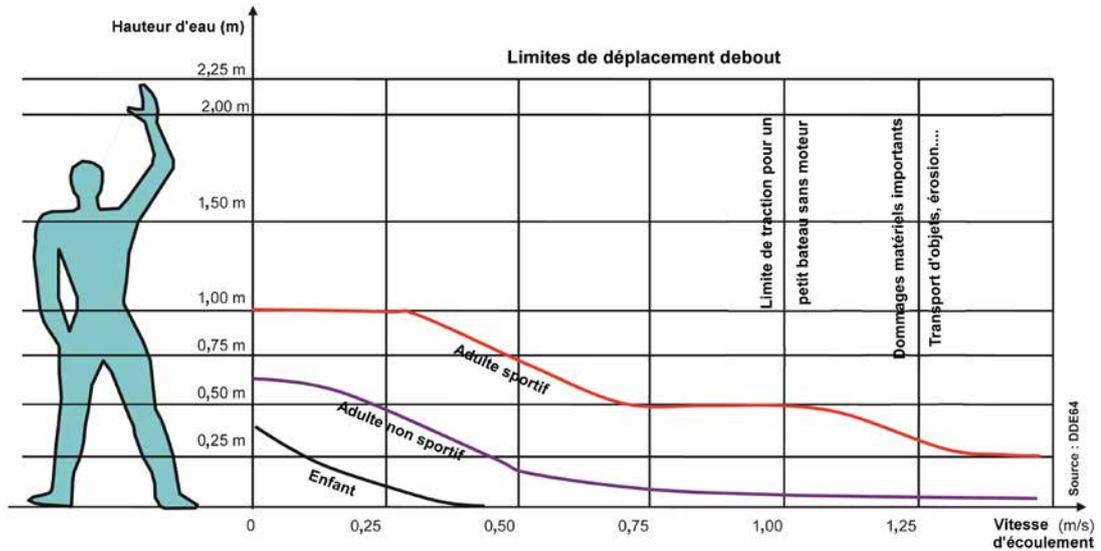


Figure 8.148 Limites d'évacuation à pied pour un enfant (courbe du bas), un adulte non sportif et un adulte sportif (courbe du haut) en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse de courant

Ce type de critère peut être utilisé pour estimer le nombre de victimes et les dégâts matériels. Un exemple de carte utilisée pour communiquer sur les inondations est donnée à l'encadré 8.29.

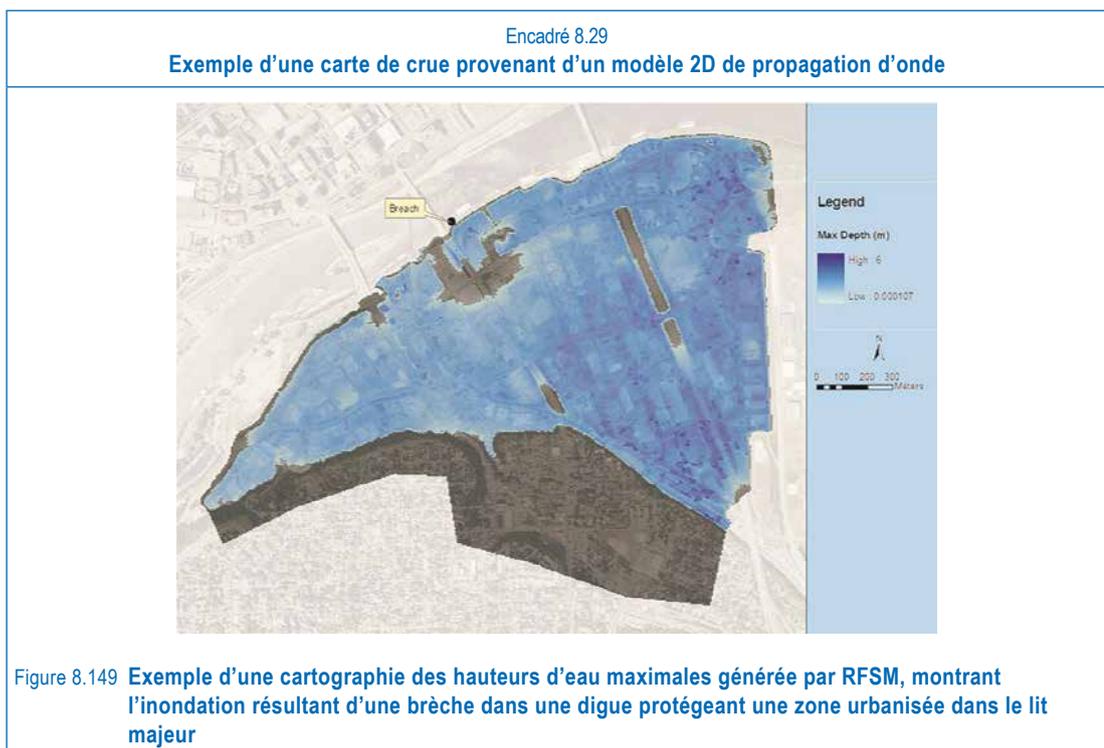


Figure 8.149 Exemple d'une cartographie des hauteurs d'eau maximales générée par RFSM, montrant l'inondation résultant d'une brèche dans une digue protégeant une zone urbanisée dans le lit majeur

Les autorités utilisent souvent la cartographie d'inondation pour évaluer les risques potentiels dans les surfaces considérées pour de nouveaux développements. Les compagnies d'assurance s'en servent aussi pour calculer les primes d'assurances pour les particuliers et les entreprises.

8.11.1.3 Inondation et gestion du risque

Un autre type d'utilisateur sont les intervenants chargés d'organiser à l'avance l'évacuation des populations. Dans ce contexte, la modélisation peut servir à repérer les zones où le risque pour les personnes est le plus grand. L'encadré 8.30 illustre l'utilisation de cartographie d'inondation pour préparer le plan d'urgence.

Encadré 8.30
Cartographie d'inondation pour les plans d'évacuation

Une carte d'inondation a été utilisée pour préparer le plan d'évacuation d'une population (résultats provisoires pour une municipalité du sud de la France). En raison de la forte probabilité de surverse en cas de crue extrême et de la courte période pour l'évacuation (le pic de crue peut se produire dans l'heure qui suit l'épisode pluvieux), la municipalité a proposé d'évacuer la population en commençant par les personnes situées dans les endroits les plus exposés (cf. quadrillages rouge, orange et jaune sur la figure 8.150). Grâce à l'utilisation d'un modèle 2D sur l'ensemble de la zone et en simulant des brèches à divers endroits, des classes de dangers liés à la rupture de la digue ont été déduites des classes de vitesses et de hauteurs d'eau maximales. En raison des faibles hauteurs d'eau en amont, les digues sont placées très près du fleuve, à l'endroit où la plupart des zones les plus risquées sont à moins de cent mètres des digues. Le maillage de calcul est présenté à la figure 8.150.



Figure 8.150 **Carte d'inondation montrant les zones de risque élevé lié à une rupture de digue, calculée à partir d'un modèle hydraulique 2D**

8.11.2 Paramètres d'entrée et données requises

8.11.2.1 Données d'entrée

La représentation initiale des données pour la modélisation des inondations est le modèle numérique de terrain (MNT). Il donne une représentation numérique de la topographie et est généralement acquis par voie aérienne (avion ou satellite). Le format le plus commun est un maillage régulier, mais il existe aussi des maillages triangulaires irréguliers (TIN). Le LiDAR (*Light Detection and Ranging*) est actuellement le type de MNT le plus précis, avec une résolution horizontale de 0,5 mètre (voire moins) et une précision verticale de 0,1 mètre. Mais cela signifie que la quantité de données topographiques peut être bien plus importante que ce que le modèle d'inondation est capable de traiter. D'autres types de MNT existent, comme le SAR (*Synthetic Aperture Radar*) et l'ASTER (*Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer*) qui sont plus largement disponibles, moins chers (ou gratuits) et couvrent de vastes étendues. Un MNT peut aussi être créé en digitalisant une carte topographique détaillée (sur papier) s'il n'est pas possible d'obtenir un MNT à la résolution nécessaire. Alternativement, et selon le modèle utilisé, des sections transversales peuvent être utilisées pour représenter la topographie qui seront généralement mesurées perpendiculairement au cours d'eau et couvriront le fleuve et son lit majeur.

Des données concernant l'utilisation des sols sont utiles pour aider le modélisateur à attribuer des valeurs de coefficients de friction. Dans les zones urbaines, le réseau des rues et l'emplacement des bâtiments ont une influence clé sur la propagation de la crue. Être en mesure d'utiliser un jeu de données

polygonales indiquant les contours des bâtiments est important pour créer un modèle d'inondation détaillé. De telles données peuvent être obtenues auprès d'instituts cartographiques ou sur Internet. Les ponts ne sont pas représentés correctement par les MNT pour la modélisation, car ils ne montrent que le dessus du pont. Un traitement manuel peut être nécessaire pour restaurer l'altitude du terrain sous le pont et éviter d'obtenir des obstructions artificielles. Il est aussi possible sur certains logiciels d'insérer une structure 1D au sein du maillage 2D pour représenter l'ouverture du pont.

Le modèle d'écoulement devrait inclure l'ensemble de la surface influencée par le processus de brèche. Dans le cas d'une brèche le long d'un fleuve pendant une crue, la rupture influencera la totalité du déroulement de la crue en aval de la brèche ; l'étendue du modèle de brèche sera donc équivalente à celle du modèle de crue général. En raison des fortes vitesses à proximité de la brèche, tout obstacle dans le lit majeur implique une montée du niveau d'eau en amont et une descente en aval. Il est donc important de décrire le lit majeur en détail à proximité de la brèche. Dans le cas d'une inondation à travers une zone urbaine, l'écoulement sera concentré dans les rues et les rues rectilignes peuvent générer de fortes vitesses. L'emplacement de la brèche par rapport aux directions de rues influence les effets de l'inondation (El kadi Abderrezzak *et al.*, 2009).

Les conditions initiales (niveau et vitesse) du fleuve et du lit majeur sont nécessaires au modèle numérique pour commencer la simulation, même si le lit majeur est supposé sec au départ. Les conditions aux limites sont aussi nécessaires aux extrémités amont et aval du fleuve (débit amont, niveau ou courbe de tarage en aval) et à celles du lit majeur (pas d'écoulement, écoulement libre).

8.11.2.2 Hypothèses de modélisation

D'autres paramètres influençant l'inondation ne peuvent pas toujours être mesurés et certaines hypothèses doivent être posées, dont les principales sont :

- l'emplacement de la brèche dans la digue ;
- le moment où la brèche est initiée (si l'évolution de la brèche est modélisée) ou le moment d'apparition de la brèche (si une brèche instantanée est simulée) ;
- la hauteur maximale de la brèche ;
- la largeur maximale de la brèche.

Certaines de ces hypothèses peuvent être affinées en se servant d'études existantes (par exemple les études de danger requises pour certaines digues en France). Le nombre d'hypothèses peut être important et elles peuvent influencer les résultats comme le niveau d'eau ou la vitesse dans le lit majeur ou la zone inondée. Pour cette raison, on considère souvent qu'un modèle précis de l'évolution de la brèche n'est pas toujours indispensable.

8.11.3 Types de modèles d'inondations

8.11.3.1 Exigences du modèle

Le but d'un modèle d'écoulement est de donner l'évolution au cours du temps des hauteurs d'eau et de la vitesse de courant en tout point du lit majeur. L'écoulement provenant d'une rupture de brèche, tel qu'une crue éclair dans une zone urbaine, est généralement caractérisé par une forte vitesse et un haut niveau d'eau. Ces deux facteurs entraînent un risque accru par rapport à une évaluation ne tenant compte que de la hauteur d'eau. En termes de contraintes de modélisation, l'écoulement rapide implique que le modèle numérique doit gérer les changements entre régime subcritique et régime supercritique et réciproquement.

Si tous les processus physiques sont considérés, le modèle d'inondation devrait aussi considérer le transport de sédiments, les sédiments provenant de la brèche et ceux érodés côté terre. Même si le transport n'est pas inclus dans la modélisation, il est préférable d'intégrer le modèle de brèche avec le modèle d'écoulement afin d'avoir les bonnes conditions d'écoulement en amont (hydrogramme de débit de brèche), mais surtout pour obtenir les bonnes conditions hydrauliques côté eau et côté terre pour le modèle de brèche. De plus, cette intégration ou ce couplage est nécessaire là où l'écoulement du côté eau vers le côté terre de la digue se fait par d'autres processus qu'une brèche (surverse, renard hydraulique, ouvrages hydrauliques, etc).

8.11.3.2 Choix du modèle hydraulique

En premier lieu, le modélisateur doit choisir un modèle hydraulique adapté à l'inondation considérée. En raison de la configuration d'une brèche et du fait d'une plaine inondable généralement étendue, l'écoulement est essentiellement horizontal en 2D. Cela signifie que les modèles en 2D sont pertinents (ou 3D si on souhaite considérer la distribution verticale des vitesses) dans la plupart des cas. Dans le cas de la propagation d'une onde de crue causée par la rupture d'un barrage, un modèle 1D est acceptable, mais ce n'est pas le cas lorsqu'elle est due à une rupture de digue : dans cette situation, l'écoulement s'étend dans la plaine inondable et il n'est pas possible de supposer une direction préférentielle. Les modèles 3D sont plus coûteux à créer que les modèles 2D et ne sont pas toujours nécessaires. En effet, dans certaines situations, un modèle peut s'avérer accessoire. Avec des mesures de hauteur d'eau de surface sur une étendue définie, ou des données simulées, basées sur une analyse de fréquence de crue, une interpolation semblable à celle utilisée par Werner (2001 et 2004), peut être créée. Elle considère l'onde de crue comme un plan (ou une série de plans), qui est intercepté avec le MNT pour prédire l'étendue et la profondeur.

Les modèles résolvant les équations en eaux peu profondes (Bates *et al.*, 2010), soit 1D ou 2D, sont préférés, car ils peuvent représenter à la fois les écoulements subcritiques et supercritiques. Les modèles avancés ont des possibilités de prise en compte de changements brutaux pour représenter avec plus d'acuité les changements de régimes hydrauliques (ressauts hydrauliques). Infoworks (Innovyze, UK), Telemac et Mascaret (EDF, France et consortium), Rubar20 (Irstea, 2013) en sont quelques exemples. Lorsque la rupture de digue est progressive, l'hydrogramme de crue est moins extrême et une version simplifiée de l'algorithme peut être utilisée. Les exemples sont Lisflood de l'université de Bath (Bates *et al.*, 2010) et RFSM-EDA de HR Wallingford (Jamieson *et al.*, 2012 a et b), basés sur l'approximation de l'onde diffuse avec un terme d'accélération locale.

Des exemples de cartographie de crue produites à partir de trois modélisations différentes sont présentés aux encadrés 8.31 et 8.32.

8.11.3.3 Configuration de calcul

Les récentes avancées en matière de matériel informatique ont conduit à la réduction des temps de calcul. Processeurs plus rapides et grandes quantités de RAM contribuent à l'accélération des modèles, mais le principal facteur est le calcul parallèle. Le calcul parallèle sépare le calcul en plusieurs processus simultanés et réduit le temps total nécessaire à l'ensemble du processus. Cela implique un léger coût : la réduction totale de temps de calcul n'est pas égale au nombre de processus, car les calculs de chaque processus doivent être fusionnés à la fin de chaque pas de temps. Trois approches informatiques sont couramment utilisées pour le calcul parallèle :

- multi-cœurs ;
- répartition sur plusieurs ordinateurs ;
- processeur graphique (graphics processing unit - GPU).

Généralement les logiciels de modélisation ne supportent qu'une approche de calcul parallèle. Certains modèles d'inondation peuvent travailler en parallèle, comme Telemac et Infoworks.

8.11.4 Approches de modélisations

Différentes options sont disponibles pour modéliser une inondation causée par une rupture de digue :

- modéliser l'évolution de la brèche et la propagation de l'onde de crue dans la plaine d'inondation simultanément en couplant un modèle de brèche et un modèle hydraulique ;
- estimer un hydrogramme réaliste au niveau de la brèche, par des moyens de calculs séparés, et utiliser cet hydrogramme comme écoulement entrant dans la plaine d'inondation ;
- poser l'hypothèse d'une brèche instantanée et propager l'onde de crue dans la plaine d'inondation.

La première solution est plus élégante d'un point de vue scientifique, mais elle nécessite de combiner un modèle d'érosion de brèche ou de sol avec un modèle hydraulique. Or, comme mentionné précédemment, l'incertitude sur les paramètres de sédiments ou de sol est forte sur ces modèles. De plus, les phénomènes physiques d'apparition et d'évolution de brèches ne sont pas complètement

compris. Les recherches sur ce sujet sont toujours en cours (notamment les programmes de recherche FLOODsite et ERINOH en Europe, ou LEVEES et DOFEAS en France).

La deuxième solution est plus pratique, mais présente l'inconvénient qu'une partie seulement du système hydraulique est intégrée dans le modèle. Cette solution ne tient pas compte des interactions entre le cours d'eau, la digue et la plaine d'inondation, interactions susceptibles d'influer sur le débit de brèche, le niveau d'eau et les vitesses de courant dans la plaine d'inondation et qui ne peuvent pas être prises en compte si l'hydrogramme est fixé au niveau de la brèche.

La troisième solution est plus facile à mettre en œuvre, car la brèche est supposée instantanée. Cette hypothèse est acceptable particulièrement dans le cas de structures en béton ou maçonnées. Dans le cas de digues en terre, la brèche n'est généralement pas instantanée, mais il n'est pas évident que cette hypothèse ait une grande influence sur la plaine d'inondation, en particulier dans la zone inondée à la fin de la simulation. De plus, cette hypothèse est favorable du point de vue de la sécurité, car niveaux d'eau et vitesses de courant devraient être surestimées par rapport à une hypothèse de brèche progressive.

Il est préférable de modéliser l'ensemble du système hydraulique, comprenant le cours d'eau et le lit majeur en rives droite et gauche, la digue et la zone côté terre (qui peut être inondée en cas de brèche dans la digue), pour prendre en compte tous les processus impliqués et leurs interactions.

8.11.4.1 Couplage des modèles

Le couplage peut être réalisé par quatre méthodes :

- lier les logiciels de brèche et d'écoulement par couplage externe à travers les niveaux d'eau côté eau et côté terre ;
- lier les logiciels de brèche et d'écoulement par un protocole d'échange tel que l'OpenMI Association, qui permet une interaction dynamique entre les deux modèles ;
- utiliser un logiciel d'écoulement (qui généralement qui résout les équations 2D en eaux peu profondes) traitant la brèche comme une structure hydraulique qui évolue dans le temps :
 - le logiciel **Rubar 20** (Paquier, 2009 et 2010), développé par Irstea (2013) qui intègre le modèle de brèche simplifié Rupro (les paramètres des structures hydrauliques représentant la brèche sont assignés a priori),
 - le logiciel **Infoworks®RS**, développé par Innovyse (2013) qui inclut HR BREACH développé par HR Wallingford.
- utiliser un modèle de transport de sédiments dans lequel la digue est traitée comme une zone du lit ordinaire. Généralement, ce type de modèle est basé sur les équations 2D en eaux peu profondes avec des équations supplémentaires pour simuler le transport solide par charriage ou en suspension. Ce type de modélisation permet l'estimation des processus de dépôts et d'érosion en aval de la brèche, qui peuvent influencer la montée des eaux. Alternativement, des modèles comprenant le sédiment comme une phase fluide peuvent être utilisés. Bien qu'ils apportent des avantages dans le couplage de processus divers et irréguliers, ces modèles ne sont pas complètement opérationnels, ou demandent encore un paramétrage empirique et une analyse de sensibilité lorsqu'ils sont utilisés en situations opérationnelles. Une revue de certains de ces logiciels a été réalisée lors d'une session PIRE en Belgique (Soares-Frazaoa, 2012) qui a permis d'évaluer l'incertitude correspondante à la propagation des sédiments.

8.11.4.2 Brèches multiples

Dans le cas d'objectifs opérationnels, il est préférable de considérer que l'inondation peut être causée par une ou plusieurs brèches au même moment. La première étape consiste à choisir les scénarios correspondant aux objectifs de l'étude. Si de nombreux scénarios sont possibles, cette étape n'est pas triviale et un modèle simplifié peut être utilisé (comme CastorDigue développé par Irstea, 2013, ou Areba développé par HR Wallingford et l'université d'Oxford) pour évaluer quels scénarios devraient être étudiés de manière détaillée. La sélection peut se faire en comparant les écoulements au travers de la brèche. Alternativement, on peut choisir les brèches initiées en premier.

8.11.4.3 Modélisations spécifiques de zones urbaines

Les bâtiments et les rues ont un grand impact sur la propagation de la crue dans les zones urbaines, car ils peuvent créer des directions d'écoulement préférentielles. Les aires urbaines peuvent être représentées de diverses manières par les modèles d'inondation. Les trois approches suivantes sont les plus communes et peuvent être utilisées aussi bien pour des applications opérationnelles ou de recherche :

1. **sols surélevés** : l'altitude du sol dans l'emprise du bâtiment est élevée au niveau de l'altitude du haut du bâtiment ou à une valeur générique, telle que l'eau ne passe jamais au travers de l'emprise du bâtiment. Cela peut être obtenu en utilisant directement un modèle numérique de surface (MNS) ou en modifiant les altitudes du MNT grâce aux données des polygones des bâtiments. Cependant, l'utilisation d'un MNS peut être problématique, car il donne les altitudes des cimes des arbres et non celles du sol. Cette approche peut causer des problèmes de stabilité pour certains modèles si les cellules utilisées pour le calcul chevauchent le bord des bâtiments, car elles auront alors de très fortes pentes ;
2. **friction augmentée** : ici les constructions individuelles ne sont pas représentées sur la grille de calcul, mais l'ensemble de la zone urbaine est représentée avec un coefficient de friction extrêmement élevé pour tenir compte de la réduction de la débitance à travers la zone urbaine (faible coefficient de Strickler ou haut coefficient de Manning). Cependant, cette approche ne prend pas en compte la réduction de stockage dans la zone urbaine ;
3. **vides** : l'emprise des bâtiments est utilisée pour créer des trous ou des vides dans la grille de calcul. Cet effet est semblable à celui de l'approche des sols surélevés, mais évite les problèmes de fortes pentes aux bords des constructions. Cette approche requiert une technique de maillage flexible (habituellement un maillage non structuré).

Sanders *et al.* (2008a) dressent une comparaison entre les approches par sols surélevés et par vides. Les approches par augmentation du coefficient de friction et par vides sont comparées dans Soares-Fraza *et al.* (2008).

Les approches suivantes sont aussi possibles mais moins courantes :

- **porosité** : certains modèles utilisent une version modifiée de l'équation en eaux peu profondes qui inclut un coefficient de porosité. Ce coefficient peut être différent dans chaque cellule, et isotrope ou anisotrope (Guinot et Soares-Fraza, 2006 et Sanders *et al.*, 2008b). Il est généralement constant dans le temps et sur toute la hauteur d'eau. Cette approche signifie que les bâtiments ne sont pas représentés individuellement sur le maillage, réduisant ainsi le nombre de cellules de calcul et le temps de traitement. La réduction de la débitance et celle du stockage sont toutes deux représentées correctement. Schubert et Sanders (2012) présentent une comparaison des trois approches mentionnées précédemment avec celle-ci ;
- **topographie intra-maillage** : au lieu d'avoir une altitude du sol moyenne, on assigne à chaque maille de calcul une gamme d'altitudes qui capture la topographie au sein de la maille (Hartnack *et al.*, 2009, et Jameson *et al.*, 2012b). Les diminutions de débitance et de stockage sont toutes deux représentées correctement, et cette approche est aussi utile en dehors des zones urbaines. Cela permet d'utiliser de grandes mailles tout en prenant en compte la topographie de manière précise, ce qui réduit le temps de traitement ;
- **multicouche** : dans cette approche des bâtiments de forme complexe sont représentés finement en utilisant des polygones simples contenus dans plusieurs couches (Chen *et al.*, 2012). Cela permet d'utiliser un maillage grossier tout en prenant en compte précisément les bâtiments et donc de réduire le temps de traitement.

8.11.5 Résultats des modélisations

Niveaux, profondeurs d'eau et vitesses d'écoulement sont les variables calculées par tous les modèles. Les variations au cours du temps des hauteurs d'eau et des vitesses de courant sont modélisées et permettent de comprendre et de visualiser l'évolution de la crue. Les profondeurs et vitesses maximales sont souvent utilisées pour produire des cartes d'inondation.

L'aléa pour les personnes est généralement lié au produit de la hauteur d'eau et de la vitesse de courant (Ramsbottom *et al.*, 2004). Ce produit peut être calculé par le modèle d'inondation pour chaque pas de temps et sauvegardé avec les autres résultats. Pour obtenir l'aléa maximal, il est plus précis de prendre en compte l'aléa le plus haut calculé au cours du temps que de multiplier la hauteur maximale avec la vitesse maximale. En effet, le pic de vitesse et le pic de hauteur ne coïncident pas forcément, le produit des valeurs maximales peut fortement surestimer l'aléa maximal. L'aléa peut être mis en relation avec la vulnérabilité pour estimer le risque pour les personnes. De la même manière, la destruction des bâtiments peut être estimée par le modèle d'inondation en utilisant les vitesses et hauteurs d'eau et quelques paramètres décrivant la résistance des bâtiments.

Les résultats du modèle d'inondation peuvent ensuite être utilisés comme données d'entrée pour un modèle d'évacuation (par exemple, *life safety model* (LSM) de BC Hydro – Canada, et le modèle *Utah Water Research Laboratory*). En se servant d'une description de la population (par exemple l'âge, la localisation, le mode de transport, les décisions) et du réseau routier, l'arrivée de la crue déclenche l'évacuation de la population. Le modèle d'évacuation achemine les personnes vers des « refuges » et estime le nombre de victimes liées aux noyades, aux voitures emportées et aux effondrements de bâtiments. Le modèle LSM a été appliqué à des études de cas variées en Europe et Amérique du Nord et a donné des estimations raisonnables du nombre de victimes (Lumbroso *et al.*, 2010 et 2011). Un exemple de résultat du LSM est présenté à l'encadré 8.33.

8.11.6 Traitement des incertitudes

Afin de développer les données requises pour appréhender la probabilité d'occurrence et l'incertitude, des techniques telles que la simulation de Monte-Carlo sont utilisées. Dans ce type de simulation, la variabilité des divers paramètres d'entrée est représentée et prise en compte et un grand nombre de simulations sont effectuées. Les données générées par la totalité des simulations peuvent alors être analysées de manière probabiliste. La sensibilité des résultats du modèle (tels que les hauteurs d'eau et le déroulement de l'inondation) à des paramètres spécifiques peut ainsi être appréciée et les différentes composantes du risque évaluées. De grands efforts ont été récemment entrepris pour affiner les techniques de simulation de Monte-Carlo et permettre une évaluation plus complète et plus complexe des paramètres d'entrée. HEC-RAS (USACE, 2011) et des modèles hydrauliques similaires fournissent des résultats déterministes pour des conditions d'entrées spécifiques (cela signifie que l'on fournit un unique jeu de données d'entrée — courant, conditions du chenal, paramètres d'apparition de brèche — et que les caractéristiques d'écoulement sont générées pour cette configuration spécifique).

La simulation de Monte-Carlo peut s'appliquer non seulement aux modélisations hydrologiques et hydrauliques, mais aussi tout au long du processus d'évaluation de crue, à chaque fois qu'est requise une compréhension appropriée de l'incertitude. Froehlich (2008) présente une méthode pour utiliser la simulation de Monte-Carlo dans l'évaluation des effets de l'incertitude sur les paramètres lors d'une modélisation d'inondation. Lors d'une étude de prévision de rupture, il est important de prendre en considération la distribution attendue et les possibles corrélations spatiales entre les paramètres d'entrée pertinents. L'analyse de fragilité des digues incorpore une simulation de Monte-Carlo sur la qualité de la structure et se traduit par des « courbes de fragilité ». Ces courbes représentent la probabilité de rupture d'un tronçon de digue (selon un ou plusieurs mécanismes) pour toute la gamme de valeurs de charges que ce tronçon pourrait subir. Elles peuvent être basées sur l'analyse d'endroits spécifiques ou sur une digue type générique là où l'information n'est pas disponible. Une telle approche a été utilisée pour la *UK National Flood Risk Assessment* (NaFRA). Les simulations de Monte-Carlo pour l'analyse de brèches ont appliqué des probabilités pour chaque tronçon de la digue, probabilités ensuite converties en hauteur là où la rupture se produit. Les profils de hauteur d'eau variables ont servi de données d'entrée et les localisations des brèches ont été déterminées pour chaque simulation. L'addition des résultats d'un grand nombre de simulations a permis d'indiquer quels tronçons de digue ont le plus de probabilité de rompre pour des conditions de crue données.

Encadré 8.31

Exemple de carte d'inondation obtenue par un logiciel de calcul 2D aux éléments finis



Figure 8.151 Exemple de carte d'inondation montrant les vitesses maximales dues à la surverse, calculées par un logiciel de calcul 2D aux éléments finis (Telemac) pour lequel le maillage de calcul est montré (Egis Eau pour EDF PEI, 2009)

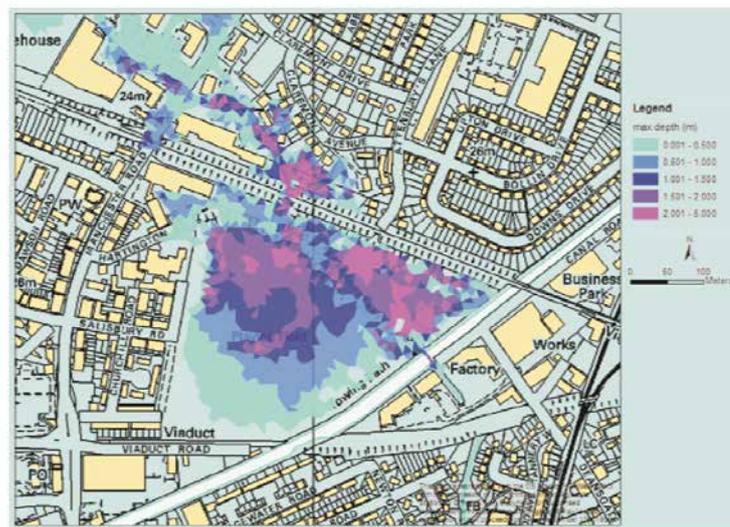


Figure 8.152 Exemple de carte des plus hautes eaux générée par InfoWorks®RS, montrant l'inondation résultant d'une brèche dans une digue de canal (d'après Innovyze, 2013)

Encadré 8.32

Exemple d'implémentation d'un modèle hydraulique 2D de l'onde de crue due à une brèche dans une digue

Dans le cas d'un code *open source*, c'est-à-dire lorsque l'utilisateur peut modifier les routines pour modéliser une brèche, la modélisation de brèche instantanée est assez facile à effectuer. L'utilisateur a juste à localiser les nœuds (dans le cas d'un maillage aux éléments finis) ou les éléments (dans le cas d'un maillage structuré) et modifier l'altitude du terrain lorsque la brèche se produit. La figure 8.153 illustre la modélisation d'une brèche dans une digue maritime, avant la rupture, juste après la rupture, pour le niveau marin maximal et à la fin de l'événement.

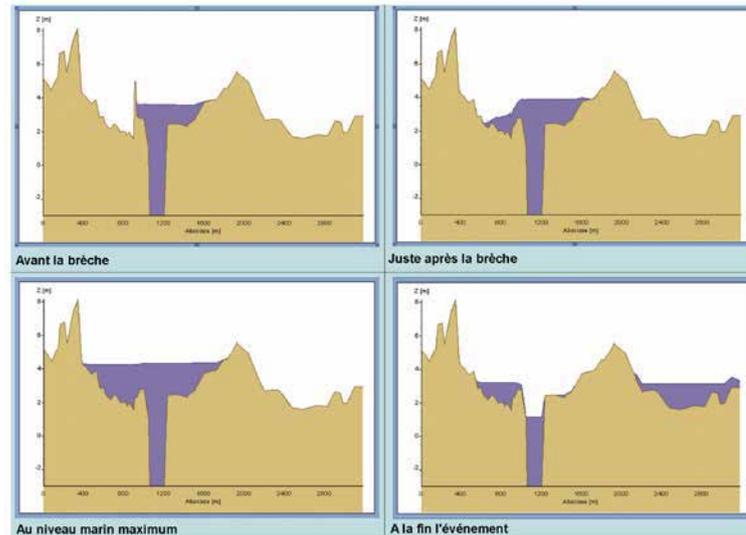


Figure 8.153 Modélisation de brèche dans une digue maritime avec le code 2D Telemac

La modélisation de brèches progressives est également possible, mais son utilité dépend des objectifs poursuivis et de la précision nécessaire. L'utilisation d'un tel modèle est plus compliquée à mettre en œuvre qu'un modèle de brèche instantanée et n'est parfois pas justifiée. L'exemple suivant a été traité en calculant d'abord l'évolution des brèches en utilisant Rupro, développé par Irstea en France (ce code est inclus dans le code de modélisation de brèche simplifiée CastorDigue, Irstea, 2012), puis en se servant de cette évolution dans le code de modélisation hydraulique. La figure 8.154 présente l'évolution de la brèche calculée avec le code Rupro.

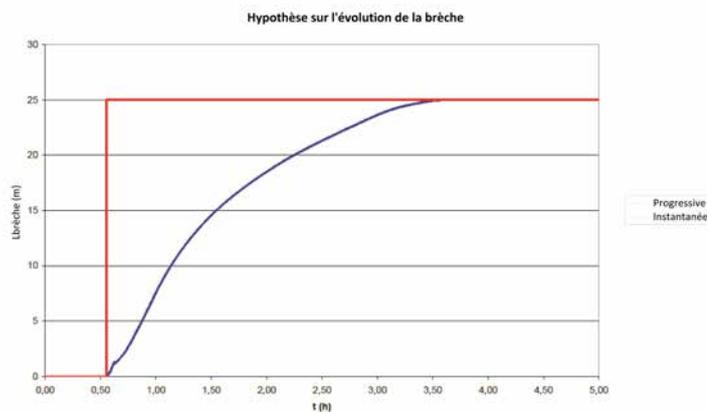


Figure 8.154 Hypothèse sur l'évolution de la brèche

Encadré 8.32 (suite)

Exemple d'implémentation d'un modèle hydraulique 2D de l'onde de crue due à une brèche dans une digue

La figure 8.155 présente l'hydrogramme calculé au niveau de la brèche dans le cas d'une évolution progressive de l'ouverture de la brèche (calculée avec Rupro) et dans le cas d'une brèche instantanée.

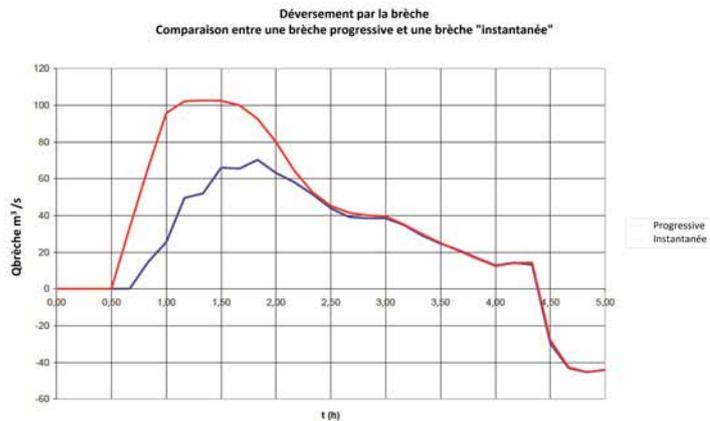


Figure 8.155 Débit de brèche

Dans cet exemple, le débit à travers une brèche instantanée est plus élevé que pour une brèche progressive, ce qui est sécuritaire. La question est de savoir si cette hypothèse est acceptable ou non. En considérant les conditions hydrauliques en aval de la brèche, côté terre, en particulier le niveau d'eau maximal ou les vitesses les plus élevées, on note que cette hypothèse est conservatrice. Les figures 8.156 et 8.157 présentent les hauteurs et vitesses maximales en aval de la brèche.

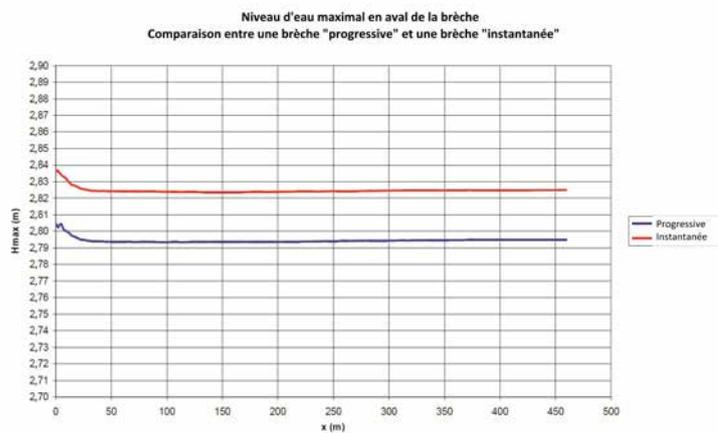


Figure 8.156 Niveau d'eau maximal en aval de la brèche

Encadré 8.32 (suite)

Exemple d'implémentation d'un modèle hydraulique 2D de l'onde de crue due à une brèche dans une digue

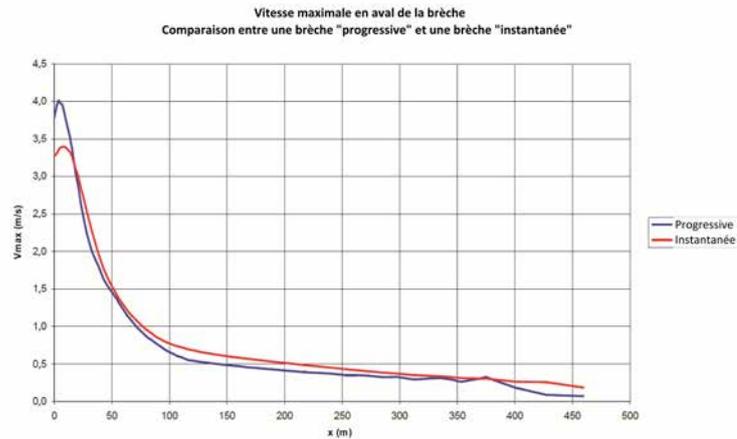


Figure 8.157 Vitesse maximale en aval de la brèche

On observe sur ces figures que le niveau de l'eau varie de quelques centimètres et que les vitesses sont très proches.

D'autres études de cas sont disponibles telles que la modélisation d'inondation TMFlood, Durance ou la modélisation 2D de l'onde de crue de la digue de Saint-Jacques à Cavaillon (France).

Encadré 8.33

Exemple de résultats d'un modèle d'évacuation

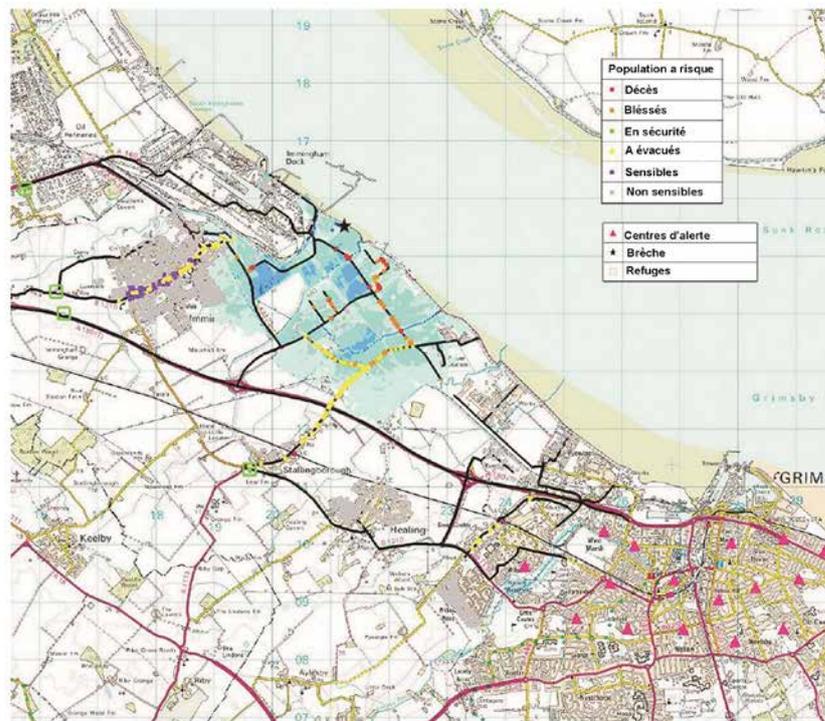


Figure 8.158 Résultats du modèle de mise en sécurité montrant des personnes évacuant la zone inondée et se déplaçant vers les refuges

8.12 RÉFÉRENCES

AFNOR (1993) NF G 38-061 : *Détermination des caractéristiques hydrauliques et mise en œuvre des géotextiles et produits apparentés utilisés dans les systèmes de drainage et de filtration – Articles à usages industriels – recommandations pour l'emploi des géotextiles et produits apparentés*

AHRENS, J P (1981) *Irregular wave runup on smooth slopes*, CETA No. 81-17, US Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, VA, États-Unis
 ALLSOP, N W H (1990) "Reflection performance of rock armoured slopes in random waves". In : *Proc 22nd int conf on coastal engineering*, 2–6 July, Delft, ASCE, New York, pp 1460–1471

ALLSOP, N W H (2000) "Wave forces on vertical and composite wall". In : J B Herbich (ed), Chapter 4, *Handbook of coastal engineering*, McGraw-Hill, New York (ISBN : 0-07-134402-0), pp 4.1–4.47

ALLSOP, N W H and Channell, A R (1989) *Wave reflections in harbours : reflection performance of rock armour slopes in random waves*, Report OD 102, HR Wallingford, Wallingford, UK

ALLSOP, N W H and VICINANZA, D (1996) "Wave impact loadings on vertical breakwaters : development of new prediction formulae". In : *Proc 11th int harbour congress, Antwerp, Belgium*, pp 275–284

ALLSOP, N W H, VICINANZA, D and MCKENNA, J E (1996a) *Wave forces on vertical and composite breakwaters*, Research Report SR 443, HR Wallingford, Wallingford, UK

ALLSOP, N W H, MCKENNA, J E, VICINANZA, D and WHITTAKER, T J T (1996b) "New design formulae for wave loadings on vertical breakwaters and seawalls". In : *Proc 25th int conf on coastal engineering*, 2–6 September 1996, Orlando, Florida, États-Unis
 ALLSOP, N W H, KORTENHAUS, A, OUMERACI, H and MCCONNELL, K (1999) "New design methods for wave loadings on vertical breakwaters under pulsating and impact conditions". In : *Proc Coastal Structures '99 : Proceedings of an international conference*, Santander, Spain, 7–10 June, 1999, I J Losada (ed), Taylor & Francis, UK, pp 592–602

ALLSOP, N W H, BRUCE, T, PEARSON, J and BESLEY P (2005) "Wave overtopping at vertical and steep seawalls". In : *Proc of the IC – Maritime Engineering*, vol 158, 3, Institution of Civil Engineers, UK, pp 103–114

AMBROSEYS, N N and MENU, J M (1988) "Earthquake-induced ground displacements", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol 16, 7, John Wiley & Sons, UK, pp 985–1006

ANDREWS, D C A and MARTIN, D R (2000) "Criteria for liquefaction of silty soils". In : *Proc of the 12th world conf on earthquake engineering (12WCEE2000)*, Auckland, New Zealand, 30 January to 4 February 2000.
www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/0312.pdf

APMANN, R P (1972) "Flow processes in open channel bends", *Journal of the Hydraulics Division*, vol 98, 5, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 795–810

ANDRUS, R D and STOKOE, K H (2000) "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 126, 11, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1015–1025

ARNESON, L A, ZEVENBERGEN, L W, LAGASSE, P F and CLOPPER, P E (2012) *Evaluating scour at bridge, fifth edition*, Publication No. FHWA-HIF-12-003, Hydraulic Engineering Circular No. 18, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, États-Unis.
www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/hif12003.pdf

- ASCE (1966) "Nomenclature for bed forms in alluvial channel, report of the task force on bed forms in alluvial channels of the committee on sedimentation", *Journal of the Hydraulics Division*, vol 93, 2, March/April 1967, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 72–77
- ASHMORE, P and PARKER, G (1983) "Confluence scour in coarse braided streams" *Water Resources Research*, vol 19, 2, Wiley Online, UK, pp 392–402
- ASAOKA, A (1978) "Observational procedure of settlement prediction", *Soils and foundations*, vol 18, 4, The Japanese Geotechnical Society, Japan, pp 87–101
- BAKER, R and GARBER, M (1978) "Theoretical analysis of the stability of slopes" *Géotechnique*, vol 28, 4, Institution of Civil Engineers, London, pp 395–411
- BATES, P, HORRITT, M and FEWTRELL, T (2010) "A simple inertial formulation of the shallow water equations for efficient two-dimensional flood inundation modelling", *Journal of Hydrology*, vol 387, 1–2, Elsevier BV, UK, pp 33–45
- BATTJES, J A (1974) "Surf similarity". In : *Proc 14th coastal engineering conf*, Copenhagen, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 466–479
- BEGUIN, R (2011) *Étude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre*, PhD Thesis, University of Grenoble, France
- BEGUIN, R, PHILIPPE, P and FAURE, Y-H (2013) "Pore-scale flow measurements at an interface between a sandy layer and a model porous medium : Application to statistical modeling of contact erosion", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 139, 1, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1–11
- BELL, J M (1966) "Dimensionless parameters for homogeneous earth slopes", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol 92, 5, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 51–66
- BENAHMED, N and BONELLI, S (2012) "Investigating concentrated leak erosion behavior of cohesive soils by performing hole erosion tests", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol 16, 1, pp 43–58
- BEZUIJEN, A, KLEIN BRETELER, M, and BAKKER, K J (1987) "Design criteria for placed block revetments and granular filters". In : *Proc 2nd COPEDEC*, China Ocean Press, vol 2, pp 1852–1866
- BISCH, P, CARVALHO, E, DEGEE, H, FA JFAR, P, FARDIS, M, FRANCHIN, P, KRESLIN, M, PECKER, A, PINTO, P, PLUMIER, A, SOMJA, H and TSIONIS, G (2011) *Eurocode 8 : Seismic design of buildings. Worked example*, JRC Scientific and Technical Reports, Lisbon
- BISHOP, A W (1955) "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Géotechnique*, London, vol 5, 1, Institution of Civil Engineers, London, pp 7–17
- BLACKMORE, P A and HEWSON, P (1984) "Experiments on full scale impact pressures", *Coastal Engineering*, vol 8, 4, Elsevier BV, pp 331–346
- BLIGH, W G (1927) *The practical design of irrigation works*, Van Nostrand Co., New York
- BLR (1970) "Soil's hydraulic". In : *Bulletin of Roads Laboratories – Special N, Proceedings of soil's hydraulic journeys*, 27–29 November 1968, LCPC.
www.lcpc.fr/english/information-sources
- BONELLI, S (ed) (2012) *Erosion of geomaterials*, Irstea (French Environmental Sciences and Technologies Research Institute), France (ISBN : 978-1-84821-351-7)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

BONELLI, S and BENAHMED, N (2011) "Piping flow erosion in water retaining structures", *International Journal of Hydropower and Dams*, vol 18, 3, pp 94–98

BONELLI, S and BRIVOIS, O (2008) "The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol 32, 13, John Wiley & Sons, UK, pp 1573–1595

BONELLI, S, BRIVOIS, O, BORGHI, R and BENAHMED, N (2006) "On the modelling of piping erosion", *Comptes rendus de Mécanique*, vol 334, 8–9, Elsevier Masson SAS, Cedex, France

BONELLI, S, COURIVAUD, J-R, DUCHESNE, L, FRY, J-J and ROYET, P (2012) "Internal erosion on dams and dikes : lessons from experience and modelling". In : *Proc 24th ICOLD Congress*, Kyoto, Japan, 6–8 June 2012, International Commission on Large Dams, Japan

BOULANGER, R W and IDRIS, I M (2004) *Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays*, Report No UCD/CGM-04/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Davis, États-Unis
BOULANGER, R W and IDRIS, I M (2006) "Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 132, 11, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1413–1426

BOWLES, J E (1977) *Foundation analysis and design*, second edition, McGraw-Hill, New York (ISBN : 978-0-07118-844-9)

BRANDON, T L, WRIGHT, S G and DUNCAN, J M (2008) "Analysis of the stability of I-walls with gaps between the I-wall and the levee fill", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 134, 5, Special issue : Performance of Geo-Systems during Hurricane Katrina, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 692–700

BRAUNS, J (1985) "Erosionsverhalten geschichteten Bodens bei horizontaler", Durchstromung, *Wasserwirtschaft* 75, pp 448–453

BRAY, J D (2007) "Simplified seismic slope displacement procedures", Chapter 14, K D Pitilakis (ed) *Earthquake geotechnical engineering. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering-Invited Lectures, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering series*, vol 6 (ISBN : 978-1-4020-5893-6), Springer, UK, pp 327–353

BRAY, J D and TRAVARASOU, T (2007) "Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacement", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 133, 4, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1165–1177

BRIAUD, J-L, TING, F, CHEN, H C, CAO, Y, HAN, S-W and KWA, K K (2001) "Erosion function apparatus for scour rate predictions", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 127, 2, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 105–113

BURENKOVA, V V (1993) "Assessment of suffosion in non-cohesive and graded soils". In : *Proc 1st int conf on "geo-filters"*, Karlsruhe, Germany, 20–22 October 1992, J Brauns and U Schuler (eds) *Filters in geotechnical and hydraulic engineering*, AA Balkema, Rotterdam (ISBN : 978-9-05410-342-4), pp 357–360

BROWN, S A and CLYDE, E S (1989) *Design of riprap revetment*, Report No. FHWA-IP-89-016-HEC-11, Federal Highway Administration, McLean, VA, États-Unis
CAMFIELD, F E (1991) "Wave forces on wall", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, vol 117, 1, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 76–79

CARTER, R K (1971) *Computer oriented slope stability analysis by method of slices*, MSCE Thesis, Purdue University, West Lafayette, Indiana, États-Unis
CAVOUNIDIS, S (1987) "On the ratio of factors of safety in slope stability analysis", *Géotechnique*, vol 37, 2, Institution of Civil Engineers, London, pp 207–210

- CERC (1984) *Shore protection manual*, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis
- CFBR (2010) *Earthen dams and levees stability justification – Recommendations guideline*, French Comity for Dams and Reservoirs, France
- CHANG, H H (1988) *Fluvial processes in river engineering*, revised edition, Krieger Publishing Company, États-Unis (ISBN : 978-1-57524-302-3)
- CHEN, Z Y (2007) "The limit analysis in soil and rock : a mature discipline of geomechanics", *Journal of Zhejiang University, Science A*, vol 8, **11**, China
- CHEN, Y H and ANDERSON, B A (1986) *Development of a methodology for estimating embankment damage due to flood overtopping*, FHWA/RD-86/126, Federal Highway Administration, US Department of Transport, États-Unis.
<http://isddc.dot.gov/OLPFiles/FHWA/009466.pdf>
- CHEN, Z and MORGENSTERN, N R (1983) "Extension to the generalized method of slices for stability analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, vol 20, **1**, Canadian Science Publishing, Canada, pp 104–109
- CHEN, A S, EVANS, B, DJORDJEVIĆ, S and SAVIĆ, D A (2012) "Multi-layered coarse grid modelling in 2D urban flood simulations", *Journal of Hydrology*, vol 470–471, Elsevier BV, UK, pp 1–11
- CHING, R K H and FREDLUND, D G (1983) "Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices", *Canadian Geotechnical Journal*, vol 20, **4**, Canadian Science Publishing, Canada, pp 661–672
- CHOW, V T (1959) *Open channel hydraulics*, The Blackburn Press, New York (ISBN : 978-1-93284-618-8)
- CHUGAEV, R R (1971) "Seepage through dams". In : V T Chow (ed), *Advances in Hydrosience*, vol 7, 1971, Academic Press, New York, États-Unis, pp 283–325
- COLEMAN, S E (1991) *The mechanics of alluvial stream bed forms*, PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand.
- COLEMAN, S E and MELVILLE, B W (1994) "Bed-form development", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 120, **5**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 544–560
- COLORADO DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (2004) *Drainage design manual*, CDOT, Denver, Colorado, États-Unis.
[www.dot.state.co.us/DesignSupport/Drainage Design Manual](http://www.dot.state.co.us/DesignSupport/Drainage%20Design%20Manual)
- CORREIA, R M (1988) "A limit equilibrium method for slope stability". In : *Proc 5th ISL Switzerland*, vol 1, pp 595–598
- CROSS, R H (1967) "Tsunami surge forces", *Journal of Waterways and Harbors Division*, vol 93, **WW4**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 201–231
- CUOMO, G, ALLSOP, N W H and TAKAHASHI, S (2010a) "Scaling wave impact pressures on vertical walls", *Coastal Engineering*, vol 57, **6**, Elsevier BV, UK, pp 604–609
- CUOMO, G, ALLSOP, N W H, BRUCE, T and PEARSON, J (2010b) "Breaking wave loads at vertical sea walls and breakwaters", *Coastal Engineering*, vol 57, **4**, Elsevier BV, UK, pp 424–439
- CUOMO, G, PISCOPIA, R and ALLSOP, N W H (2011) "Evaluation of wave impact loads on caisson breakwaters based on joint probability of impact maxima and rise times", *Coastal Engineering*, vol 58, **1**, Elsevier BV, UK, pp 9–27

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

CIRIA, CUR, Cerema (2007) *The Rock Manual*. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition), C683, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-683-1).

www.CIRIA.org

DAWKINS, W P (1991) *User's guide : computer program for design and analysis of sheet-pile walls by classical methods (CWALSHT) including Rowe's moment reduction*, Instruction Report ITL-91-1, Information Technology Laboratory (ITL), Department of the Army, US Army Corps of Engineers (USACE), Mississippi, États-Unis.

www.dtic.mil/dtic/tr/fulltext/u2/a243811.pdf

DEGOUTTE, G (2012) *Les déversoirs sur les digues fluviales (Spillways on river flood protection levees)*, QUAE Editions, France (ISBN : 978-2-7592-1885-1)

DELINGER, R P and IVERSON, R M (1990) "Limiting equilibrium and liquefaction potential in infinite submarine slopes", *Marine Geotechnology*, vol 9, 4, Taylor & Francis, UK, pp 299–312

DE LOOFF, A K, HART, R T, MONTAUBAN, K C and VAN DE VEN, M F C (2006) "GOLFKLAP, a model to determine the impact of waves on dike structures with an asphalt concrete layer". In : *Proc 30th int conf on coastal engineering*, San Diego, États-Unis, vol 4, pp 241–263

DE LOOFF, A K, VAN DE VEN, M F C and HART, R T (2011) "Resistance of aged asphalt concrete to wave attack". In : *Proc 6th int conf Coastal Structures 2011*, 5–9 September, Yokohama, Japan, Takahashi, S, Isobe, M, Kobayashi, N, Shimosako, K-I (eds) Coastal structures 2011, World Scientific Publishing Company, Tokyo, Japan (ISBN : 978-9-81441-220-9)

DE VROEG, J H, KRUSE, G A M and VAN GENT, M R A (2002) *Processes relating to breaching of dikes*, DC030202/H3803, Delft, the Netherlands

DE WAAL, J P and VAN DER MEER, J (1992) "Wave run-up and overtopping on coastal structures". In : *Proc 23rd conf on coastal engineering*, Venice, Italy, vol 23, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1758–1771

DRONIUC, N and MAGNAN, J-P (2002) "About the assessment of the angle of shearing resistance for shallow foundation design". In : *Int symp on identification and determination of soil and rock parameters for geotechnical design* ; PARAM 2002, 2–3 September 2002, LCPC, Paris, France (ISBN : 2-72086-003-4), pp 531–540

DUNCAN, J M (1996) "State of the art : limit equilibrium and finite-element analysis of slopes", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 122, 7, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 577–596

DUNCAN, J M, BRANDON, T L, WRIGHT, S G and VROMAN, N (2008) "Stability of I-walls in New Orleans during Hurricane Katrina", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 134, 5, Special issue : Performance of Geo-Systems during Hurricane Katrina, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 681–691

ESCARAMEIA, M and MAY, R W (1992) *Channel protection : turbulence downstream of structures*, Report SR 313, HR Wallingford, Wallingford, UK

FANNIN, R J and LI, M (2006) "Comparison of two criteria for internal stability on granular soil" *Canadian Geotechnical Journal*, vol 45, 9, Canadian Science Publishing, Canada, pp 1303–1309

FAURE, R M (1985) "Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations", *Revue Française de Géotechnique*, vol 33, Comité Français de Mécanique des Roches (CFMR), INSA – Université de Lyon, France, pp 49–59

FELLENIUS, W (1936) "Calculations of the stability of earth dams", *Transactions of the 2nd congress on large dams*, Washington DC, États-Unis, vol 4, pp 445–465

- FINN, W D L (1999) "Evolution of dynamic analysis in geotechnical earthquake engineering". In : *Proc of the TRB workshop on new approaches to liquefaction analysis*, 10 January 1999, Washington DC, États-Unis FOSTER, M and FELL, R (2001) "Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 127, 5, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 398–407
- FREDLUND, D G and KRAHN, J (1977) "Comparison of slope stability methods of analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, vol 14, 3, Canadian Science Publishing, Canada, pp 429–439
- FROELICH, D C (1995a) "Peak outflow from breached embankment dam" *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol 121, 1, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 90–97
- FROELICH, D C (1995b) "Embankment dam breach parameters revisited". In : *Proc 1st int conf on water resources engineering*, 14–18 August 1995, San Antonio, Texas, US, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 887–891
- FROELICH, D C (2008) "Embankment dam breach parameters and their uncertainties", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 134, 12, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1708–1721
- GALAY, V J, YAREMKO, E K and QUAZI, M E (1987) "River bed scour and construction of stone riprap protection". In : C R Thorne, J C Bathurst and R D Hey (eds) *Sediment transport in gravel-bed rivers*, John Wiley & Sons, New York, États-Unis (ISBN ; 978-0-47190-914-9)
- GAULLIER, M and PINEY, S (2011) *Étude de dangers des digues de classe. A de la Loire moyenne*, DREAL Centre, Journées techniques Polytech 'Orléans, France
- GHIASSIAN, H and GHAREH, S (2008) "Stability of sandy slopes under seepage conditions", *Landslides*, vol 5, 4, Journal of the International Consortium on Landslides, Springer, UK, pp397–406
- GIROUD, J-P (1973) *Charts for foundations design*, Tome II, Dunod, Paris
- GIROUD, J-P (1982) *Filter criteria for geotextiles, proceedings of the second international conference on geotextiles*, vol 1, Las Vegas, Nevada, États-Unis, August 1982, pp 103–108
- GIROUD, J-P (1988) "Review of geotextile filter criteria". In : *Proc first Indian geotextiles conference*, Bombay, India, 8–9 December 1988, Indian Institute of Technology, Bombay, International Geotextile Society, International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
- GIROUD, J-P (2003) "Filter criteria", Jubilee Volume, 75th anniversary of K. Terzaghi's "Soil mechanics", H Brandl (ed), *Reports of the institute for soil mechanics and Geotechnical Engineering*, Technical University of Vienna, Austria
- GODA, Y (1971) "Expected rate of irregular wave overtopping of seawalls", *Coastal engineering in Japan*, vol 14, JSCE, Tokyo, pp 45–51
- GODA, Y (1974) "New wave pressure formulae for composite breakwaters". In : *Proc 14th int conf on coastal engineering*, 24–28 June, Copenhagen, Denmark, ASCE, New York, pp 1702–1720
- GODA, Y (1985) "Random seas and maritime structures, third edition", *Advanced Series on Ocean Engineering*, vol 33, World Scientific Publishing Company, Tokyo, Japan (ISBN : 978-9-81428-240-6)
- GRAHAM, D S (1983) "Review of status of knowledge on scour in constrained rivers". In : *Proc workshop on bridge hydraulics*, Banff School of Fine Arts, Alberta, Canada, pp 1–22
- GRIFFITHS, D V and KIDGER, D J (1995) "Enhanced visualization of failure mechanisms by finite elements", *Computers and Structures*, 55, 2, Elsevier BV, UK, pp 265–268

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

- GUIDOUX, C, FAURE, Y H, BEGUIN, R and HO, C (2010) "Contact erosion at the interface between granular coarse soil and various base soils under tangential flow condition", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 136, 5, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 741–750
- GUINOT, V and SOARES-FRAZAO, S (2006) "Flux and source term calculation in two-dimensional shallow-water models with porosity on unstructured grids", *International Journal of Numerical Methods in Fluids*, vol 50, 3, John Wiley & Sons, UK, pp 309–345
- HAGER, W H (1987) "Lateral outflow over side weirs", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 113, 4, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 491–504
- HAHN, W, HANSON, G J and COOK, K R (2000) "Breach Morphology observations of embankment overtopping tests", *Building Partnerships : transactions of the American Society of Civil Engineers* (ASCE), New York, États-Unis, pp 1–10
- HANSON, G J (1989) "Channel erosion study of two compacted soils", *Transactions of ASAE*, vol 32, 2, American Society of Agricultural and Biological Engineers, St. Joseph, Michigan, États-Unis, pp 485–490
- HANSON, G J (1992) "Erosion resistance of compacted soils", Transportation Research Record No. 1369, *Advance in geotechnical engineering*, Transportation Research Board, États-Unis (ISBN : 0-30905-410-9)
- HANSON, G J and TEMPLE, D M (2002) "Performance of bare-earth and vegetated steep channels under long duration flows", *Transactions of ASAE*, vol 45, 3, American Society of Agricultural and Biological Engineers, St. Joseph, Michigan, États-Unis, pp 695–701
- HANSON, G J and HUNT, S L (2006) "Lessons learned using laboratory jet test method to measure soil erodibility of compacted soils". In : *Proc the ASABE Annual International Meeting*, 9–12 July 2006, Portland, Oregon, États-Unis
- HANSON, G J and SIMON, A (2001) "Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the midwestern United States", *Hydrological Processes*, vol 15, 1, Taylor & Francis, UK, pp 23–38
- HANSON, G J, ROBINSON, K M and COOK, K R (1997) "Headcut migration analysis of a compacted soil", *Transactions of ASAE*, vol 40, 2, American Society of Agricultural and Biological Engineers, St. Joseph, Michigan, pp 355–361
- HANSON, G J, COOK, K R and HUNT, S L (2005a) "Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments", *Transactions of the ASAE*, vol 48, 5, American Society of Agricultural and Biological Engineers, St. Joseph, Michigan, États-Unis, pp 1783–1794
- HANSON, G J, TEMPLE, D M, MORRIS, M W and HASSAN, M A A M (2005b) "Simplified breach analysis model for homogeneous embankments : Part II, Parameter inputs and variable scale model comparisons", In : *Proc of the 2005 US Society on Dams (USSD) annual meeting and conference*, 6–10 June 2005, Salt Lake City, Utah, États-Unis
- HANSON, G J, TEJRAL, R D, HUNT, S L and TEMPLE, D M (2010) "Internal erosion and impact of erosion resistance" In : *Proc of the 30th US Society on Dams annual meeting and conference*, 12–16 April 2010, Sacramento, California, pp 773–784
- HENDERSON, F M (1966) *Open channel flow*, Macmillan Series in Ocean Engineering, Prentice Hall, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-02353-510-9)
- HENKEL, D J (1959) "The relationships between the strength, pore-water pressure, and volume-change characteristics of saturated clays", *Géotechnique*, vol 9, 3, Institution of Civil Engineers, London, pp 119–135

HEWLETT, H W M, BOORMAN, L A and BRAMLEY, M E (1987) *Design of reinforced grass waterways*, R116, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-285-7)

www.ciria.org

HEY, R D, BATHURST, J C and THORNE, C R (1982) *Gravel-bed rivers : fluvial processes, engineering, and management*, John Wiley & Sons Inc, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-47110-139-0)

HOFFMANS, G J C M and VERHEIJ, H J (1997) *Scour manual*, A A Balkema, Rotterdam, the Netherlands (ISBN : 978-9-05410-673-9)

HOLMAN, R A and SALLENGER, A H (1985) "Set-up and swash on a natural beach", *Journal of Geophysical Research : Oceans*, vol 90, C1, American Geophysical Union, États-Unis, pp 945–953

HR WALLINGFORD (2008a) *Understanding the lowering of beaches in front of coastal defence structures*, Stage 2 Technical Note 3, Defra/EA R&D Project Record FD1927/PR3, Department for the Environment, Food and Rural Affairs, London.

http://sciencesearch.defra.gov.uk/Document.aspx?Document=FD1927_7463_PR.pdf

HR WALLINGFORD (2008b) *Understanding the lowering of beaches in front of coastal defence structures*, Stage 2 Technical Note 9, Defra/EA R&D Project Record FD1927/PR9, Department for the Environment, Food and Rural Affairs, London.

http://sciencesearch.defra.gov.uk/Document.aspx?Document=FD1927_7469_PR.pdf

HR WALLINGFORD (2008c) *Understanding the lowering of beaches in front of coastal defence structures*, Stage 2 Technical Note 5, Defra/EA R&D Project Record FD1927/PR5, Department for the Environment, Food and Rural Affairs, London.

http://sciencesearch.defra.gov.uk/Document.aspx?Document=FD1927_7465_PR.pdf

HUGHES, S A (1992) "Estimating wave-induced bottom velocities at vertical wall", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, vol 118, 2, ASCE, États-Unis, pp 175–192

HUGHES, S A (2008) *Combined wave and surge overtopping of levees : flow hydrodynamics and articulated concrete mat stability*, ERDC/CHL TR-08-10, U.S. Army Engineer Research and Development Center, USACE, Vicksburg, Mississippi, États-Unis

HUGHES, S. A and FOWLER, J E (1991) "Wave-induced scour prediction at vertical walls". In : *Proc A specialty conference on quantitative approaches to coastal sediment processes*, 25–27 June 1991, Seattle, Washington, États-Unis. Kraus, N C, Gingerich, K J, Kriebel, D L (eds) *Coastal sediments '91*, ASCE, vol 2, pp 1886–1900

HUGHES, S A and NADAL, N C (2008) "Laboratory study of combined wave overtopping and storm surge overflow of a levee", *Coastal Engineering*, vol 56, 3, US Army Engineer Research and Development Center, USACE, Vicksburg, Mississippi, États-Unis, pp 244–259

HUNGR, O, DALGADO, F M and BYRNE, P M (1989) "Evaluation of a three dimensional method of slope stability analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, vol 26, 4, Canadian Science Publishing, Canada, pp 679–686

HUNT, J A (1959) "Design of seawall and breakwaters", *Journal of Waterway, Port, Coast and Ocean Engineering*, vol 85, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 123–152

HUTCHINSON, D L (1972) *Physics of erosion of cohesive soils*, vol 30, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand

ICE (1984) *Flexible armoured revetments incorporating geotextiles. Proceedings of the international conference organised by the Institution of Civil Engineers and held in London on 29–30 March 1984*, Thomas Telford, London (ISBN : 978-0-72770-226-5)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

ICOLD (2010) *Selecting seismic parameters for large dams – guidelines*, Bulletin 72 (1989), Revised Bulletin 148, International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris, France
www.icold-cigb.net/

IDRISS, I M (1999) "An update of the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential" In : *Proc of the workshop on new approaches to liquefaction analysis*, 10 January 1999, Washington DC, États-Unis
 IKEDA, S (1984) "Prediction of alternate bar wavelength and height", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 110, 4, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 371–386

INDIAN ROADS CONGRESS (1966) Standard specifications and code of practice for bridges, University of Michigan, États-Unis.
<http://glbajajgroup.org/downloads/ce-IRC&ISCODES-01.pdf>

INNOVYZE (2013) *InfoWorks®RS*
www.innovyze.com/products/infoworks_rs/

Irstea (2012) *CASTORDIGUE : CAIcul Simplifié pour le Traitement des Ondes de Rupture de digue*, Irstea, France.
www.irstea.fr/castordigue

Irstea (2013) *Rubar 20*, Irstea, France.
www.irstea.fr/rubar20

ISHIHARA, K and YAMAZAKI, A (1984) "Wave-induced liquefaction in sea-bed deposits of sand", *Seabed Mechanics*, Proc of a symposium, sponsored jointly by the International Union of Theoretical and Applied Mechanics (IUTAM) and the International Union of Geodesy and Geophysics (IUGG), and held at the University of Newcastle upon Tyne, 5–9 September, 1983

ISHIHARA, K and MITSUTOSHI, Y (1992) "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes", *Soils and Foundations*, vol 32, 1, The Japanese Geotechnical Society, Japan, pp 173–188

ITO, Y (1971) "Stability of mixed type breakwater – a method of probable sliding distance", *Coastal engineering in Japan*, vol 14, JSCE, Tokyo, pp 53–61

IZBASH, S V and KHALDRE, KY (1970) *Hydraulics of river channel closure*, Butterworths, London

JAMIESON, S R, WRIGHT, G, LHOMME, J and GOULDBY, B (2012a) "Validation of a computationally efficient 2D inundation model on multiple scales". In : *Proc of the int conf on floodrisk*, 20–22 November, Rotterdam, the Netherlands

JAMIESON, S R, LHOMME, J, WRIGHT, G and GOULDBY, B (2012b) "A highly efficient 2D flood model with sub-element topography", *Proceedings of the ICE – Water Management*, vol 165, 10, Institution of Civil Engineers, UK, pp 581–595

JANBU, N (1973) "Slope stability computations", *Embankment dam engineering, Casagrande volume*, R C Hirschfeld and S J Poulos (eds) John Wiley and Sons, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-47140-050-9)

JIANG, G L and MAGNAN, J P (1997) "Stability analysis of embankments : comparison of limit analysis with methods of slices", *Géotechnique*, vol 47, 4, Institution of Civil Engineers, London, pp 857–872

JIANG, J C, BAKER, R and YAMAGAMI, T (2003) "The effect of strength envelope nonlinearity on slope stability computations", *Canadian Geotechnical Journal*, vol 40, Canadian Science Publishing, Canada, pp 308–325

- JIBSON, R W and KEEFER, D K, (1993) *Analysis of the seismic origin of landslides : examples from the New Madrid seismic zone*, Bulletin 105, Geological Society of America, États-Unis, pp 521–536
- JOSSEAUME, H (1970) "Earthen levees", *Hydraulic of soils*. Bulletin des laboratoires Routiers, Numéro spécial, April 1970
- JULIEN, P Y and KLAASSEN, G J (1995) "Sand-dune geometry of large rivers during floods", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 121, **9**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 657–663
- KENNEY, T C and LAU, D (1985) "Internal stability of granular filters", *Canadian Geotechnical Journal*, vol 22, **2**, Canadian Science Publishing, Canada, pp 215–225
- KEZDI, A (1979) *Soil physics – selected topics*, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam (ISBN : 978-0-44499-790-6)
- KIRKGOZ, M S (1995) "Breaking wave impact on vertical and sloping coastal structures", *Ocean Engineering*, vol 22, **1**, Elsevier BV, UK, pp 35–48
- KLEIN BRETELER, M and BEZUIJEN, A (1991) "Simplified design method for block revetments". In : *Coastal structures and breakwaters : proceedings of the conference organized by the Institution of Civil Engineers, and held in London on 6–8 November 1991*, Institution of Civil Engineers (eds), Thomas Telford, UK (ISBN : 978-0-72771-672-9)
- KLEIN BRETELER, M, PILARCZYK, K W and STOUTJESDIJK, T (1998) "Design of alternative revetments". In : *Proc Coastal Engineering 1998 conf*, 22–26 June 1998, Copenhagen, Denmark, B L Edge (ed), Section : *Part III : Coastal Structures*, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp1587–1600
- KRAMER, S L (1996) *Geotechnical Earthquake*, Prentice Hall, (ISBN : 978-0-13374-943-4)
- KRAMER, S L and ELGAMAL, A W (2001) *Modelisation soil liquefaction hazards for performance-based earthquake engineering*, PEER-2001/13, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2001-02.
http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2001/0113.pdf
- KRAMER, S L and SMITH, M W (1997) "Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 123, **7**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 635–644
- LACEY, G (1930) "Stable channels in alluvium", *Minutes of the proceedings*, vol 229, 1930, 1 January 1930, Institution of Civil Engineers, UK pp 259–292
- LAMBE, T W (1964) "Methods of estimating settlement", *Soil Mechanics, and Foundation Engineering*, vol 90, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 47–71
- LANE, E W (1935) "Security from underseepage : masonry dams on earth foundation", *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol 100, **1**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1235–1272
- LANE, E W, BROWN, C, GIBSON, G C, HOWARD, C S, KRUMBEIN, W C, MATTHES, G H, RUBEY, W W, TROWBRIDGE, A C and STRAUB, L G (1947) "Report of the sub-committee on sediment terminology of the stream dynamics committee of the American Geophysical Union", vol 28, **6**, American Geophysical Union, États-Unis

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

- LARSON, M, CAPOBIANCO, M, JANSEN, H, ROZYNSKI, G, SOUTHGATE, H N, STIVE, M, WIJNBERG, K M and HULSCHER, S (2003) "Analysis and modelling of field data on coastal morphological evolution over yearly and decadal time scales. Part 1 : Background and linear techniques", *Journal of Coastal Research*, vol 19, 4, Coastal Education & Research Foundation (CERF), États-Unis, pp 760–775
- LI, M (2008) *Seepage induced instability in widely graded soils*, PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada
- LI, M and FANNIN, R J (2008) "A comparison of two criteria for internal stability of granular soils", *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 9, Canadian Science Publishing, Canada, pp 1303–1309
- LI, Y-C, CHEN, Y-M, ZHAN, T L T, LING, D-S and CLEALL, P J (2010) "An efficient approach for locating the critical slip surface in slope stability analyses using a real-coded genetic algorithm", *Canadian Geotechnical Journal*, 47, 7, Canadian Science Publishing, Canada, pp 806–820
- LINDENBERG, J (1983) *Stability of Armorflex block slope protection mats under wave attack*, Report M1910, Delft Hydraulics, the Netherlands
- LOWE, J and KARAFIATH, L (1960) "Stability of earth dams upon draw-down". In : *Proc 1st Pan-American conference on soil mechanics and foundation engineering*, Mexico City, Mexico, 7–12 September 1959, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), pp 537 – 552
- LUBOCKOV, E A (1965) "The calculation of suffusion properties of non-cohesive soils when using the non-suffusion analogue". In : *Proc int conf on hydraulic research*, Brno, Czech Republic, pp 135–148
- LUMBROSO, D M, JOHNSTONE, W, DE BRUIJN, K, DI MAURO, M, LENCE, B and TAGG, A (2010) "Modelling mass evacuations to improve the emergency planning for floods in the UK, the Netherlands and North America". In : *Proc int conf on emergency preparedness (InterCEPT), the challenges of mass evacuation*, 21–23 September 2010, University of Birmingham, UK
- LUMBROSO, D M, SAKAMOTO, D, JOHNSTONE, W M, TAGG, A F and LENCE, B J (2011) "The development of a life safety model to estimate the risk posed to people by dam failures and floods, dams and reservoirs", *Dams and Reservoirs*, June 2011, Journal of the British Dam Society, UK
- MADEJ, J S (1984) "On the accurate solution of the limit equilibrium slope stability analysis". In : *Proc 4th ISL*, Toronto, 2, pp 457–462
- MAKDISI, F I and SEED, H B (1978) "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol 104, 7, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, pp 849–867
- MANZARI, M T and NOUR, M A (2000) "Significance of soil dilatancy in slope stability analysis", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 126, 1, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 75–80
- MARTIN, G R, FINN, W D L and SEED, H B (1975) "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading, journal of the geotechnical engineering division", *ASCE*, vol 101, **GT5**, pp 423–483
- MAYNORD, S T (1993) "Corps riprap design guidance for channel protection", *Preprints of international riprap workshop : Theory, policy and practice of erosion control using riprap, armour stone and rubble*, Fort Collins, CO, États-Unis
- MAYNORD, S T (1996) "Toe-scour estimation in stabilized bendways", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 122, 8, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 460–464

- MAYNORD, S T and HUBBARD, L C (1993) *Outer-bank velocity estimation on Mississippi River revetted bends*, Technical Report HL-93-8, US Army Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, États-Unis
- MCCONNELL, K J (1998) *Revetment systems against wave attack : a design manual*, Thomas Telford, London (ISBN : 978-0-7277-2706-0)
- MCCONNELL, K J and ALLSOP, N W H (1999) "Revetment protection for embankments exposed to wave attack". In : *Proc MAFF Keele conf of river and coastal engineers*, MAFF, London
- MCDUGAL, W G, KRAUS, N C and AJIWIBOWO, H (1996) "The effects of seawalls on the beach : Part II, numerical modeling of SUPERTANK seawall tests", *Journal of Coastal Research*, vol 12, 3, Coastal Education & Research Foundation, Inc, États-Unis, pp 702–713
- MELBY, J A (2012) *Runup prediction for flood hazard assessment*, ERDC/CHL TR-12-X, Engineers Research and Development Centre, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, États-Unis.
http://greatlakescoast.org/pubs/reports/Melby_Runup_TR_fema.pdf
- MELVILLE, B W and COLEMAN, S E (2000) *Bridge scour*, Water Resources Publications, LLC, Colorado, États-Unis (ISBN : 978-1-88720-118-6)
- MEYER-PETER, E, and MÜLLER, R (1948) "Formulas for bed-load transport". In : *Proc 2nd meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research*, Delft, the Netherlands, pp 39–64
- MEYERHOF, G G (1965) "Shallow foundations", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, vol 91, SM2, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 21–31
- MICHALOWSKI, R L (1989) "Three-dimensional analysis of locally loaded slopes", *Géotechnique*, vol 39, 1, Institution of Civil Engineers, London, pp 27–38
- MICHALOWSKI, R L (1993) "Limit analysis of weak layers under embankments", *Soils and Foundations*, vol 33, 1, 1993 Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Japan, pp 155–168
- MILNE-THOMSON, H (1960) *Theoretical hydrodynamics*, Macmillan Co., New York, États-Unis (ISBN : 978-0-48668-970-8)
- MISHRA, G. and SINGH, A. (2005) "Seepage through a Levee", *International Journal of Geomechanics*, vol 5, 1, ASCE, New York, États-Unis, pp 74–79
- MLYNAREK, J, LAFLEUR, J, ROLLIN, A and LOMBARD, G (1993) "Filtration opening sizes of geotextiles by hydrodynamic sieving", *Geotechnical Testing Journal*, vol 16, 1, ASTM SEDL, États-Unis, pp 61–69
- MOHAMED, M A A (2002) *Embankment breach formation and modelling methods*, PhD Thesis, The Open University, UK
- MORRIS, M W (2009) *Breach initiation and growth : physical processes*, FLOODsite Report T06-08-11. UK.
www.floodsite.net
- MORRIS, M W (2011) *Breaching of earth embankments and dams*, PhD Thesis, The Open University, UK
- MORRIS, H M and WIGGERT, J M (1963) *Applied hydraulics in engineering*, Ronald Press, États-Unis (ISBN : 978-0-82606-305-2)
- MORRIS, M W, HASSAN, M A A M and ESCARAMEIA, M (2012a) The performance of vegetation on flood embankments, FloodProBE Report WP03-01-10-06, the Netherlands.
www.floodprobe.eu

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

- MORRIS, M W, HASSAN, M A A M, WAHL, T L, TEJRAL, R D, HANSON, G J and TEMPLE, D M (2012b). Evaluation and development of physically based embankment breach models” In : *Proc FLOODrisk 2012*, 20–22 November 2012, Rotterdam, the Netherlands
- MORGENSTERN, N R (1992) “The evaluation of slope stability – a 25 year perspective”. In : *Stability and performance of slopes and embankments II* (Geotechnical Special Publication (GSP) No. 31) R B Seed and R W Boulanger (eds) A Specialty Conference, 29 June to 1 July 1992, Berkeley, California, États-Unis (ISBN : 978-0-87262-872-4), pp 1–26
- MORGENSTERN, N R and PRICE, V E (1965) “The analysis of stability of general slip surface”, *Géotechnique*, vol 15, 1, Institution of Civil Engineers, UK, pp79–93
- MOSS, R E S (2003) *CPT-based probabilistic assessment of seismic soil liquefaction initiation*, PhD Dissertation, University of California, Berkeley, California, États-Unis
- MOSTAFA, T M S (2003) *Experimental modelling of local scour in cohesive soils*, PhD Thesis, University of South Carolina, États-Unis
- MOSTAFA, T M S, IMRAN, J, CHAUDHRY, M H and KAHN, I B (2008) “Erosion resistance of cohesive soils”. *Journal of Hydraulic Research*, vol 46, 6, Taylor & Francis, UK, pp 777–787
- NEILL, C R (1973) (ed) *Guide to bridge hydraulics*, Transportation Association of Canada, Toronto, Canada (ISBN : 978-0-72773-262-0)
- NEWMARK, N M (1965) “Effects of earthquakes on dams and embankments”, *Géotechnique*, vol 15, 2, Institution of Civil Engineers, UK, pp139–160
- ORDIN, C F and ALGERT, J H (1965) “Geometrical properties of sand waves : discussion”, *Journal of the Hydraulics Division*, vol 91, HY3, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 367–374
- OFEG (2003) *Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes*, Version 1.2, série eaux, Rapports de l'OFEG, Office Fédéral des Eaux et de la Géologie, Ittigen, Suisse
- OSTERBERG, J O (1957) “Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to an embankment loading”. In : *Proc fourth int conf on soil mechanics and foundation engineering*, London, vol 1, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 393–396
- OWEN, M W (1980) *Design of sea walls allowing for wave overtopping*, Report EX 924, HR Wallingford, Wallingford, UK
- OWEN, M W (1982) “Overtopping of sea defences”. In : *Proc conf on hydraulic modelling of civil engineering structures*, Coventry, UK, pp 469–480
- PAN, J Z (1980) *The stability of structures against sliding and slope stability analysis*, Hydraulic Publishing Co, Japan
- PAQUIER, A (2007) “Testing a simplified breach model on impact project test cases”. In : *Proc 32nd congress of IAHR*, 1–6 July, 2007, Venice, Italy
- PAQUIER, A (2009) “Rupture d'une digue en milieu fluvial (Agly en 1999)”. *Chapitre 10 De la goutte de pluie jusqu'à la mer, traité d'hydraulique environnementale, Volume 7 Applications des modèles numériques en ingénierie*, 1, Hermes/Lavoisier, Paris (ISBN : 978-2-74622-337-0), pp 127–138
- PAQUIER, A (2010) “Failure of a Dike in a Flood Environment (Agly 1999)” *Practical Applications in Engineering*, vol 4, John Wiley & Sons Inc, New Jersey, États-Unis (ISBN : 978-1-11855-779-2)
- PAQUIER, A and RECKING, A (2004) “Advances on breach models by Cemagref during impact project”. In : *Proc 4th IMPACT Workshop*, 3–5 November 2004, Zaragoza

PECKER, A, PREVOST, J H and DORMIEUX, L(2001) "Analysis of pore pressure generation and dissipation in cohesionless materials during seismic loading", *Journal of Earthquake Engineering*, vol 5, 4, World Scientific Publishing Company, Tokyo, Japan, pp 441–464

PHILIPPE, P and RICHARD, T (2008) "Tart and stop of an avalanche in a granular medium subjected to an inner water flow", *Physical review E*, vol 77, 4 (041306), American Physical Society, États-Unis
 PHILIPPONNAT, G and HUBERT, B (2003) *Géotechnique, Fondation et ouvrages en terre*, fourth edition, Eyrolles, France (ISBN : 978-2-21207-218-1)

PIANC (1987) *Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles for inland waterways*, Report of Working Group 4 of the Permanent Technical Committee I, Permanent International Association of Navigation Congresses, Brussels (ISBN : 978-2-87223-000-6)

PILARCZYK, K W (1995) "Simplified unification of stability formulae for revetments under current and wave attack". In : C R Thorne, S R Abt, F B J Barends, S T Maynard and K W Pilarczyk (eds) *River, coastal and shoreline protection : erosion control using riprap and armourstone*, John Wiley & Sons, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-471-94235-1)

POHL, R (1997) "Wellenaufbau im Übergangsbereich zwischen Brandung und Reflexion", *Hansa*, Nr. 134, S. pp 62–64

POHL, R and HEYER, T (2005) "Der Aufbau unregelmäßiger Wellen im Übergangsbereich zwischen Branden und Schwingen", *Wasser und Abfall*, S., pp 34–38

POHL, R and BORNSCHEIN, A (2012) "Wave run-up of breaking and non-breaking waves with longshore current", In : *Proc Coastlab12*, Ghent, Belgium

POWELL, K A (1987) *Toe scour at seawalls subject to wave action : a literature review*, Report SR 119, Hydraulic Research, HR Wallingford, Wallingford, UK

POWELL, K A (1989) "The scouring of coarse sediments at the toe of seawalls". In : *Proc seminar on seawall design and SWALLOW*, Hydraulics Research, HR Wallingford, UK

POWELL, K A and LOWE, J P (1994) "The scouring of sediments at the toe of seawalls". In : *Proc of the Hornafjordur International Coastal Symposium*, Iceland, 20–24 June 1994, G Viggosson (ed), pp 749–755

PRAKASH, S (1981) *Soil dynamics*, McGraw Hill Higher Education, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-07050-658-9)

PRZEDWOJSKI, B, BLAZEJEWSKI, R AND PILARCZYK, KW (1995) *River training techniques. Fundamentals, design and applications*, AA Balkema, Rotterdam

PULLEN, T, ALLSOP, N W H, BRUCE, T, KORTENHAUS, A, SCHUTTRUMPF, H and VAN DER MEER, J W (2007) *Eurotop. Wave overtopping of sea defences and related structures : assessment manual, Die Kuste*, Environment Agency, UK, Expertise Netwerk Waterkeren, the Netherlands, and Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Germany (ISBN : 978-3-8042-1064-6).
www.overtopping-manual.com

RAMSBOTTOM, D, WADE, S, BAIN, V, HASSAN, M, PENNING-ROWSELL, E, WILSON, T, FERNANDEZ, A, HOUSE, M and FLOYD, P (2004) *Flood risks to people*, Phase 2, FD2321/IR2, Department for the Environment, Food and Rural Affairs, London and Environment Agency, Bristol, UK.
www.rpaltd.co.uk/documents/J429-RiskstoPeoplePh2-Guidance.pdf

RAUDKIVI, A J (1990) *Loose boundary hydraulics*, 3rd edition, Taylor & Francis, New York, États-Unis (ISBN : 978-9-05410-448-3)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

- REDDI, L N, LEE, I M and BONALA, M V S (2000) "Comparison of internal and surface erosion using flow pump tests on a sand-kaolinite mixture", *Geotechnical Testing Journal*, vol 23, 1, ASTM International Committee, American Society for Testing and Materials, États-Unis, pp 116–122
- REEVE, D E, SOLIMAN, A and LIN, P Z (2008) "Numerical study of combined overflow and wave overtopping over a smooth impermeable seawall", *Coastal Engineering*, vol. 55, 2, Elsevier BV, UK, pp 155–166
- REGAZZONI, P L, HANSON, G, WAHL, T, MAROT, D and COURIVAUD, J R (2008) "The influence of some engineering parameters on the erosion of soils". In : *Proc 4th int conf on scour and erosion (ICSE-4)*, 5–7 November 2008, Tokyo, Japan
- REGAZZONI, P L, MAROT, D, COURIVAUD, J R, HANSON, G and WAHL, T (2008) "Soils erodibility : a comparison between the jet erosion test and the hole erosion test". In : *Proc inaugural international conference of the Engineering Mechanics Institute*, Minneapolis, MN, États-Unis, 18–21 May 2008
- ROBERTSON, P K, and WRIDE, C E (1997) "Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT". In : T L Youd and I M Idriss (eds) *Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of the liquefaction resistance of soils (NCEER-97-0022)*, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), Buffalo, États-Unis
- ROLLEY, R, KREITMANN, H, DUNGLAS, J, PIERREJEAN, A, ROLLAND, L, VILLEPIQUE, LOUDIÈRE, D, OBERLIN, G, RIEUL, L, ALONSO, E, CHEYLAN, COLIN, E, COVA, R, DAUGE, M, KERN, F, LALANNE, MICHEL, C, PERRIN, J and POCHAT, R (1977) *Technique des barrages en aménagement rural*, Ministère de l'Agriculture, France
- SANDERS, B F, SCHUBERT, J E, SMITH, M J and WRIGHT, N G (2008a) "Unstructured mesh generation and land cover-based resistance for hydrodynamic modeling of urban flooding", *Advances in Water Resources*, vol 31, 12, Elsevier BV, UK, pp 1603–1621
- SANDERS, B F, SCHUBERT, J E and GALLEGOS, H A (2008b) "Integral formulation of shallow-water equations with anisotropic porosity for urban flood modelling", *Journal of Hydrology*, vol 362, 1–2, Elsevier BV, UK, pp 19–38
- SARMA, S K (1973) "Stability analysis of embankments and slopes", *Géotechnique*, vol 23, 3, Institution of Civil Engineers, UK, pp 423–433
- SARMA, S K and BHAVE, M V (1974) "Critical acceleration versus static factor of safety in stability analysis of earth dams and embankments", *Géotechnique*, vol 24, 4, Institution of Civil Engineers, UK, pp 661–665
- SAVILLE, T (1957) "Wave run-up on composite slopes". In : *Proc of the 6th conference on coastal engineering*, Gainesville, Florida, No 6, 1957, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 691–699
- SCHMITZ, S (2007) *Zur hydraulischen Kontakterosion bei bindigen Basiserdstoffen*, PhD Thesis, Universität der Bundeswehr, Munich, Germany
- SCHUBERT, J E and SANDERS, B F (2012) "Building treatments for urban flood inundation models and implications for predictive skill and modeling efficiency", *Advances in Water Resources*, vol 41, Elsevier BV, UK, pp 49–64
- SCHÜTTRUMPF, H (2001) *Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen – Experimentelle und Theoretische Untersuchungen*, PhD-Thesis
- SCHÜTTRUMPF, H, MÖLLER, J, OUMERACI, H, GRÜNE, J and WEISSMANN, R (2001) "Effects of natural sea states on wave overtopping of seadikes". In : *Proc of the 4th int symposium on waves 2001, Ocean wave measurement and analysis*, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1565–1574

- SEED, H B (1979) "Considerations in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams", *Géotechnique*, vol 29, 3, Institution of Civil Engineers, UK, pp 215–263
- SEED, H B and IDRISSE, I M (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol 97, 9, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1249–1273
- SEED, H B and IDRISSE, I M (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol 97, 9, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1249–1273
- SEED, H B, LEE, K L, and IDRISSE, I M (1973) "Analysis of the slide in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971", Earthquake Engineering Research Center 73–2, University of California, Berkeley, California
- SEED, H B and IDRISSE, I M (1982) *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes (engineering monographs on earthquake criteria, structural design, and strong motion records)*, Earthquake Engineering Research Institute, California, États-Unis (ISBN : 978-0-94319-824-8)
- SEELIG, W N (1983) "Wave reflection from coastal structures". In : *Proc conf on coastal structures '83*, Arlington, États-Unis, American Society of Civil Engineers, New York, pp 961–973
- SELLMEIJER, J B and KOENDERS, M A (1991) "A mathematical model for piping", *Applied Mathematical Modelling*, vol 15, 11–12, Elsevier BV, UK, pp 646–651
- SCHMERTMANN, J H (2000) "The no-filter factor of safety against piping through sands" *ASCE Geotechnical Special Publication No. 111, Judgment and innovation*, F Silva and E Kavazanjian (eds), American Society of Civil Engineers, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-78440-537-6)
- SHEN, H W, SCHNEIDER, V R and KARAKI, S S (1969) "Local scour around bridge piers", *Journal of the Hydraulics Division*, vol 95, 6, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1919–1940
- SHERARD, J L and DUNNIGAN, L P (1985) "Filters and leakage control in embankment dams, seepage and leakage from dams and impoundments", *Proceedings of the ASCE Symposium on seepage and leakage from dams and impoundments*, Denver, CO, États-Unis (ISBN : 978-0-87262-448-1), pp 1–29
- SHERARD, J L and DUNNIGAN, L P (1989) "Critical filters for impervious soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 115, 7, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 927–947
- SHIELDS, A (1936) *Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung (Application of similarity principles and turbulence research to bedload movement)*, Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin
- SIMON, A (1994) "Width adjustment : relative dominance in unstable alluvial streams" In : *Proc of the 1994 Conference of the Hydraulics Division*, 1–5 August 1994, Buffalo, New York, États-Unis. G V Cotroneo and R R Rumer (eds) *Hydraulic Engineering (1994)*, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis (ISBN : 978-0-7844-0037-1) pp 974–978
- SIMON, A (1995) "Adjustment and recovery of unstable alluvial channels : identification and approaches for engineering management", *Earth Surface Processes and Landforms*, vol 20, 7, John Wiley and Sons Ltd, New Jersey, États-Unis, pp 611–628

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

- SIMONS, D B and RICHARDSON, E V (1966) Resistance to flow in alluvial channels, Geological Survey Professional Paper 422-J, US Department of the Interior, US Government Printing Office, Washington, DC, États-Unis
- SKEMPTON, A W and BJERRUM, L (1957) "A contribution to settlement analysis of foundation on clay", *Géotechnique* vol 7, 4, Institution of Civil Engineers, London, pp 168–178
- SOARES-FRAZÃO, S, CANELAS, R, CAOC, Z, CEAD, L, CHAUDHRY, H M, DIE MORAN, A, EL KADIG, K, FERREIRA, R, CADÓRNIGAI, I F, GONZALEZ-RAMIREZ, N, GRECO, M, HUANG, L, W, IMRAN, J, LE COZ, J, MARSOOLIO, R, PAQUIER, A, PENDER, G, PONTILLOR, M, PUERTASS, J, SPINEWINET, B, SWARTENBROEK, X, C, TSUBAKI, R, VILLARETO, C, WUX, W, YUE, Z and ZECH, Y (2012) "Dam-break flows over mobile beds : Experiments and benchmark tests for numerical models", *Journal of Hydraulic Research*, vol 50, 4, Taylor & Francis, UK, pp 364–375
- SOARES-FRAZAO, S, LHOMME, J, GUINOT, V and ZECH, Y (2008) "Two-dimensional shallow-water model with porosity for urban flood modelling", *Journal of Hydraulic Research*, vol, 46, 1, Taylor & Francis, UK, pp 45–64
- SUMER, B M and FREDSOE, J (2002) *The mechanics of scour in the marine environment*, World Scientific, Singapore (ISBN : 978-9-81024-930-4)
- SUTHERLAND, J and O'DONOGHUE, T (1998) "Wave phase shift at coastal structures", *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, vol 124, 2, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 90–98
- SUTHERLAND, J, BRAMPTON, A and WHITEHOUSE, R (2006) "Toe scour at seawalls : monitoring prediction and mitigation". In : *Proc the 41st Defra Flood and Coastal Management Conference*, 4–6 July 2006, York, UK, pp 03b.1.1–03b.1.12
- SUTHERLAND, J, BRAMPTON, A H, OBHRAI, C, DUNN, S and WHITEHOUSE, R J S (2007) *Understanding the lowering of beaches in front of coastal defence structures, stage 2*, Joint Defra/EA Flood and Coastal Erosion Risk Management R&D Programme, R&D Technical Report FD1927/TR, Department for the Environment, Food and Rural Affairs, London
- SWAISGOOD, J R (2003) "Embankment dam deformations caused by earthquakes" In : *Proc of the 2003 Pacific conf on earthquake engineering*, 13–15 February 2003, Christchurch, New Zealand, New Zealand, National Society for Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand
- TAKAHASHI, S, TANIMOTO, K and SHIMOSAKO, K (1994) "A proposal of impulsive pressure coefficient for the design of composite breakwaters". In : Un'yushō Kōwan Gijutsu Kenkyūjo, Engan Kaihatsu Gijutsu Kenkyū Sentā, Doboku Gakkai, Yokosuka-shi (eds), *Hydro-Port '94 : Proceedings of the international conference on hydro-technical engineering for port and harbor construction*, 19–21 October 1994, Yokosuka, Japan, Volume 2, Coastal Development Institute of Technology, University of California (ISBN : 978-4-90030-204-4), pp 489–504
- TEMPLE, D M (1985) "Stability of grass-lined channels following mowing". In : American Society of Agricultural and Biological Engineers, St. Joseph, Michigan, États-Unis, vol 28, 3 pp 750–754
- TEMPLE, D M (1997) "Earth spillway erosion model", Chapter 51, Part 628 *Dams*, National Engineering Handbook, US Department of Agriculture (USDA), Washington DC, États-Unis. <http://directives.sc.egov.usda.gov/OpenNonWebContent.aspx ?content=18378.wba>
- TEMPLE, D M, ROBINSON, K M, AHRING, R M and DAVIS, A G (1987) *Stability design of grass-lined open channels*, Agriculture Handbook Number 667, Agricultural Research Service, US Department of Agriculture, Fort Worth, Tx, États-Unis. <http://rpitt.eng.ua.edu/Class/Erosioncontrol/Module5/contents.pdf>

TEMPLE, D M and HANSON, G J (1994) "Headcut development in vegetated earth spillways", *ASABE Applied Engineering in Agriculture*, vol 10, **5**, American Society of Agricultural and Biological Engineers, Michigan, États-Unis, pp 677–682

TERZAGHI, K (1943) *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, UK (ISBN : 0-471-85305-4)

TERZAGHI, K (1953) *Investigation of filter requirements for underdrains*, Technical Memo 3–360, US Waterways Experiment Station, USACE, Vicksburg, Mississippi, États-Unis
 THORNE, C R (1988) *Bank processes on the Red River between Index, Arkansas and Shreveport*, LA, Final Report to US Army European Research Office, Queen Mary College, London, England

THORNE, C R and ABT, S R (1993) *Velocity and scour prediction in river bends*, Contract Report HL-93-1, US Army Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, US

THORNE, C R, MAYNORD, S T and ABT, S R (1995) "Prediction of near-bank velocity and scour depth in meander bends for design of riprap revetments", C R Thorne, S R Abt S T Maynord, K Pilarczyk and F Barends (eds) *River, coastal and shoreline protection : erosion control using riprap and armourstone*, J Wiley and Sons, Chichester, UK (ISBN : 978-0-471-94235-1), pp 115–136

TOKIMATSU, K and SEED, H B (1987) "Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 113, **8**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 861–878

TRAVASAROU, T, and BRAY, J D (2003) "Optimal ground motion intensity measures for assessment of seismic slope displacements". In : *Proc 2003 Pacific conference on earthquake engineering*, Christchurch, New Zealand

TSUKAMOTO, Y and ISHIHARA, K (2010) "Analysis on settlement of soil deposits following liquefaction during earthquakes", *Soils and Foundations*, vol 50, **3**, Elsevier BV, UK, pp 399–411

USACE (1989) *Engineering and design of retaining and flood walls*, EM 1110-2-2502, US Army Corps of Engineers, Washington, DC.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>

USACE (1992) *Hydraulic design of spillways*, EM 1110-2-1603, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>

USACE (1993) *Seepage analysis and control for dams*, EM1110-2-1901, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>

USACE (1994) *Hydraulic design of flood control channels*, EM 1110-2-1601, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>

USACE (2003) *Slope stability*, EM 1110-2-1902, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>

USACE (2006a) *Coastal engineering manual*, EM 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://chl.erdc.usace.army.mil/cem>

USACE (2006b) *Performance evaluation of the New Orleans and Southeast Louisiana Hurricane Protection System*. Draft final report of the Interagency Performance Evaluation Task Force. Volume VII : the consequences, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
http://media.nola.com/hurricane_katrina/other/060106corps_vol7.pdf

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

USACE (2008) *Hurricane and storm damage reduction system design guidelines*, interim report, New Orleans district, US Army Corps of Engineers, New Orleans, États-Unis.
<http://www2.mvn.usace.army.mil/ENG/entiredocument.pdf>

USACE (2010) *HEC-RAS 4.1 user manual*, Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, Washing DC, États-Unis
 Usace (2011) *Hydrologic Engineering Center River Analysis System (HEC-RAS)*, US Army Corps of Engineers, Washing DC, États-Unis.
www.hec.USACE.army.mil/software/hec-ras/

USDA (2013) *WinDAM B Software*, Natural Resource Conservation Service, US Department of Agriculture, États-Unis.
<http://go.usa.gov/8Oq>

VAN, M A (2001) "New approach for uplift induced slope failure". In : *Proc 15th int conf on soil mechanical and geotechnical engineering*, Istanbul, 27–31 August 2001, vol 3, AA Balkema, Lisse, the Netherlands, pp 2285–2288

VAN, M A, KOELEWIJN, A A and BARENDIS, F B J (2005) "Uplift phenomenon : model and validation", *International Journal of Geomechanics*, vol 5 : special issue on soft clay engineering and soft clay improvement, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 98–109

VAN BEEK, V M, KNOEFF, H and SELLMEIJER, J B (2011) "Observations on the process of backward erosion piping in small, medium and full-scale experiments", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol 15, 8, Taylor & Francis, UK, pp 1115–1138

VAN DAMME, M, MORRIS, M W and HASSAN, M A A M (2011) *A new approach to rapid assessment of breach driven embankment failures*, FRMRC2–WP 4.4, Flood Risk Management Research Consortium.
http://web.sbe.hw.ac.uk/frmrc/downloads/FRMRC2_WP4_4_ScienceReport.pdf

VAN DER MEER, J (1988) *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*, PhD Thesis (Delft Hydraulics Publication No. 396), Delft University of Technology, the Netherlands.
www.vandermeerconsulting.nl/downloads/stability_b/1988_vandermeer_doctoralthesis.pdf

VAN DER MEER, J W (2002) *Wave run-up and wave overtopping at dikes*, technical report, Technical Advisory Committee for Flood Defence in the Netherlands (TAW), Delft, the Netherland

VAN DER MEER, J W and JANSSEN, W (1995) "Wave run-up and wave overtopping at dikes", Kobayashi, Demirebilek (ed) *Wave forces on inclined and vertical wall structures*, Task Committee on forces on inclined and vertical wall structures of the committee on waves and wave forces of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering Division, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis (ISBN : 978-0-78440-080-7), pp 1–27

VAN DER MEER, J M, HARDEMAN, B, STEENDAM, G J, SCHÜTTRUMPF, H and VERHEY, H (2010) "Flow depths and velocities at crest and landward slope of a dike, in theory and with the wave overtopping simulator". In : *Proc 32nd int conf on coastal engineering*, ICCE 2010, 20 June to 5 July 2010, Shanghai, China

VAN DER MEIJ, R and SELLMEIJER, J B (2010) "A genetic algorithm for solving slope stability problems : from Bishop to a free slip surface". In : *Proc 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2010)*, Trondheim, Norway, 2–4 June 2010

VAN HERPEN, J A (1998) "Bituminous revetments". In : K W Pilarczyk (ed), *Dikes and revetments. Design, maintenance and safety assessment*, A A Balkema, Rotterdam, the Netherlands (ISBN : 9-05410-455-4), pp 249–289

VAN GENT, M (2000) *Wave runup on dikes and berms*, Technical Report H3609, WL Delft Hydraulics, Rijkwaterstaat, the Netherlands

VAN GENT, M (2001) *Wave runup on dikes and shallow foreshores*, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, vol 127, **5**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 254–262

VAN RIJN, L C (1984) "Sediment transport, Part III : Bed forms and alluvial roughness", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 110, **12**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1733–1754

VAN RIJN, L C, WALSTRA, D J R, GRASMEIJER, B, SUTHERLAND, J, PAN, S and SIERRA, J P (2003) "The predictability of cross-shore bed evolution of sandy beaches at the time scale of storms and seasons using process-based profile models", *Coastal Engineering*, vol 47, **3**, Elsevier BV, UK, pp 295–327

VANONI, V A (ed) (1975) *Sedimentation engineering (classic edition), Manuals and Reports on Engineering Practice*, No. 54, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis (ISBN : 978-0-78440-823-0)

VERHEIJ, H (2002) "Time-dependent breach development in cohesive material". In : *Proc the 2nd IMPACT project workshop*, 12–13 September 2002 Mo-i-Rana, Norway, WL | Delft Hydraulics, the Netherlands.

www.impact-project.net

VERHEIJ, H J, KRUSE, G A M, NIEMEIJER, J H, SPRANGERS, J T C M and DE SMIDT, J T (1997) "Technical report erosion resistance of grassland as dike covering" TAW Guideline TPG130510, Rijkswaterstaat, the Netherlands

WAHL, T L and ERDOGAN, Z (2008) *Erosion indices of soils used in ARS piping breach tests*, Hydraulic Laboratory Report HL-2008-04, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, États-Unis
 WAHL, T L (2004) "Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 130, **5**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 389–397

WALLIS, M, WHITEHOUSE, R and LYNESS, N (2009) "Development of guidance for the management of the toe of coastal defence structures". In : *Proc of the coasts, marine structures and breakwaters 2009 conference*, 16–18 September 2009, EICC, Scotland

WAN, C F and FELL, R (2004a) *Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations*, UNICIV Report No. R-429, the University of New South Wales, Sydney, Australia

WAN, C F and FELL, R (2004b) "Experimental investigation of internal erosion by the process of suffusion in embankment dams and their foundations", ANCOLD Bulletin No. 126, The Australian National Committee on Large Dams Incorporated, Australia, pp 69–78

WAN, C F and FELL, R (2008) "Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 134, **3**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 401–407

WANG, W S (1979) *Some findings in soil liquefaction*, Earthquake Engineering Department, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing

WASSING, F (1957) "Model investigation on wave run-up carried out in the Netherlands during the past twenty years". In : *Proc 6th int conf on coastal engineering*, ASCE, Gainesville, Florida, États-Unis
 WERNER, M G F (2001) "Impact of grid size in GIS based flood extent mapping using a 1D flow model", *Physics and Chemistry of the Earth Part B – Hydrology, Oceans and Atmospheres*, vol 26, **7–8**, Elsevier BV, UK pp 517–522

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

WERNER, M G F (2004) *Spatial flood extent modelling, a performance-based comparison*, PhD Thesis Technical University Delft, Delft University Press, the Netherlands

WHITMAN, R V and BAILEY, W A (1967) "Use of computers for slope stability analysis", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol 93, SM4, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 475–498

WILLIAMS, D T and COZAKOS, D (1994) "Use of HEC-2 and HEC-6 to determine levee heights and revetment toe scour depths". In : *Proc of the 1994 Conference of the Hydraulics Division*, 1–5 August 1994, Buffalo, New York, États-Unis. G V Cotroneo and R R Rumer (eds) *Hydraulic Engineering (1994)*, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis (ISBN : 978-0-7844-0037-1) pp 1075–1079

WILSON, R C and KEEFER, D K (1985) "Predicting the areal limits of earthquake-induced landsliding". In : J I Ziony (ed) *Evaluating earthquake hazards in the Los Angeles Region – an earth science perspective*, U.S. Geological Survey, Paper 1360, pp 316–345

WHITEHEAD, E (1976) *A guide to the use of grass in hydraulic engineering practice*, TN071, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-012-9) (out of print).
www.ciria.org

WHITEHOUSE, R (1998) *Scour at marine structures : a manual for practical applications*, Thomas Telford Publications, London (ISBN : 978-0-72772-655-1)

WÖRMAN, A and OLAFSDOTTIR, R (1992) "Erosion in a granular medium interface", *Journal of Hydraulic Research*, vol 30, 5, Taylor & Francis, UK, pp 639–655

XIE, S-L (1981) *Scouring patterns in front of vertical breakwaters and their influences on the stability of the foundations of the breakwaters*, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands

XIE, S-L (1985) *Scouring patterns in front of vertical breakwaters*, vol 4, 1, Acta Oceanologica Sinica, Springer, UK, pp 153–164

YALIN, M S (1964) "Geometrical properties of sand waves", *Journal of the Hydraulics Division*, vol 90, 5, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 105–119

YALIN, M S (1992) *River mechanics*, Pergamon Press, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-08040-190-4)

YARDE, A J, BANYARD, L S and ALLSOP, N W H (1996) *Reservoir dams : wave conditions, wave overtopping and slab protection*, Report SR 459, HR Wallingford, UK

VAUGHAN, N, ALBERT, J and CARLSON, R F (2002) Impacts of ice forces on stream bank protection, Report FHWA-AK-RD-02-03, prepared for Alaska Department of Transportation and Public Facilities, Statewide Research Office, Juneau, AK, États-Unis
YOUNG, T L and PERKINS, D M (1978) "Mapping liquefaction-induced ground failure potential", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol 104, 4, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 433–446

YU, H S, SALGADO, R and SLOAN, S W (1998) "Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 124, 1, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1–11

ZHENG, H, THAM, L G and LIU, D (2006) "On two definitions of the factor of safety commonly used in the finite element slope stability analysis", *Computers and Geotechnics*, 33, 3, Elsevier BV, UK, pp 188–195

ZHU, Y H (2006) *Breach growth in clay dikes*. PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands

ZHU, D Y and LEE C F (2002) "Explicit limit equilibrium solution for slope stability", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol 26, **15**, John Wiley and Sons, UK, pp 1573–1590

ZHU, D Y, LEE, C F and JIANG, H D (2003) "Generalised framework of limit equilibrium methods for slope stability analysis", *Géotechnique*, vol 53, **4**, Institution of Civil Engineers, UK, pp 377–395

ZIENKIEWICZ, O C and TAYLOR, R L (1991) *The finite element method for solid and structural mechanics*, volume 2, fourth edition, Butterworth-Heinemann, UK (ISBN : 978-0-75066-321-2)

Lois

BS EN 13383-1:2002 *Armourstone. Specification*

BS EN 1998-1:2004 *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions and rules for buildings*

BS EN 1998-5 :2004 *Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance. Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*

BS EN 1997-1 Eurocode 7 *Geotechnical design*

8.13 POUR ALLER PLUS LOIN

Érosion interne

CEDERGREN, H R (1967) *Seepage, drainage and flow nets*, John Wiley & Sons, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-47118-053-1)

FELL, R and FRY, J-J (2007) *Internal erosion of dams and their foundations*, Taylor & Francis, London (ISBN : 978-0-41543-724-0)

HOFFMANS, I G (2012) *The influence of laminar flow on piping*, pers. comms

ICOLD (2012) *Internal erosion in existing dams, levees, and dikes, and their foundations*, Bulletin 161, International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris, France

ICE (2012) *Manual of geotechnical engineering, volume I, geotechnical engineering. Principles, problematic soils and site investigation*, Institution of Civil engineers, Thomas Telford, London

MUALEM, Y (1976) "New model for predicting hydraulic conductivity of unsaturated porous media", *Water Resources Research*, vol 12, **3**, Wiley Online, UK, pp 513–522

SCHMERTMANN, J H (2000) *The non-filter factor of safety against piping through sands*, ASCE special publication, no 111, Judgment and Innovation, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis

VAN GENUCHTEN, M TH (1980) "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils", *Soil Science Society of America Journal*, 44, **5**, Madison, États-Unis, pp 892–898

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Soulèvement

USACE (1993) *Seepage analysis and control for dams*, EM 1110-2-1901, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.

<http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/>

WUOTKE, R-B and WITT, K J (2006) "A static analysis of hydraulic heave in cohesive soil". In : *Proc 3rd int conf on scour and erosion*, Amsterdam, 1–3 November 2006, S.251

Stabilité de pente

ABRAMSON, L W, LEE, T S, SHARMA, S and BOYCE, G M (1996) *Slope stability and stabilization methods*, second edition, John Wiley and Sons, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-47138-493-9)

CELESTINO, T B and DUNCAN, J M (1981) "Simplified search for noncircular slip surface". In : *Proc 10th int conf on soil mechanics and foundation engineering*, A A Balkema, Rotterdam, the Netherlands, vol 3, pp 391–394

CHEN, W-F (1975) *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier Scientific Publishing Company (ISBN : 978-1-93215-973-8)

CHOWDHURY, R N and ZHANG, S (1990) "Convergence aspect of limit equilibrium methods for slopes", *Canadian Geotechnical Journal*, vol 27, Canadian Science Publishing, Canada, pp 145–151

FREDLUND, D G (1984) "Analytical methods for slope stability analysis". In : *Proc of the fourth int symp on Landslides, State-of-the-art*, 16–21 September 1984, Toronto, Canada, pp 229–250

HUANG, S and YAMASAKI, K (1993) "Slope failure analysis using local minimum factor of safety approach", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 119, 12, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1974–1989

HUTCHINSON, J N (1987) "Mechanisms producing large displacements in landslides on pre-existing shears", *Memoir of the Geological Society of China*, vol 9, pp 175–200

LOWE, J (1967) "Stability analysis of embankments", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, vol 93, SM4, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 1–33

M.A.VAN, A.R. KOELEWIJN AND F.B.J.BARENDS (2005) "Uplift phenomenon : model and validation", *International Journal of Geomechanics, Special issue on Soft Clay Engineering and Soft Clay Improvement*, vol 5, June, pp 98–106

MICHALOWSKI, R L (2002) "Stability charts for uniform slopes", *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, vol 128, 4, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 351–355

POHL, R (1997) "Wellenaufbau im Übergangsbereich zwischen Brandung und Reflexion", *Hansa*, Nr. 134, pp 62–64

POHL, R and HEYER, T (2003) "Der Aufbau unregelmäßiger Wellen im Übergangsbereich zwischen Branden und Schwingen". In : *Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 26/2003*, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (ISBN : 3-86005-376-0) pp 95–104

SARMA, S K (1987) "A note on the stability of slopes", *Géotechnique*, 37, 1, Institution of Civil Engineers, UK, pp 107–11

SASAKI, Y (2009) "River dike failures during the 1993 Kushiro-oki earthquake and the 2003 Tokachi-oki earthquake". *Earthquake geotechnical case histories for performance-based design*, CRC Press/ Balkema, pp 131–157

SENGUPTA, A and UPADHYAY, A (2009) "Locating the critical failure surface in a slope stability analysis by genetic algorithm", *Applied Soft Computing* vol 9, pp 387–392

SERRATRICE, J F (2011) *Examples of levees and embankments failures under seismic conditions – pseudo-static equilibrium design (Exemples de ruptures de digues et de remblais sous séismes – calcul des équilibres pseudo-statiques)*, Report no 116000172

SINGH, A (1970) "Shear strength and stability of man-made slopes", *Journal of Soil Mechanics Foundation*, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, vol 96, 6, pp 1879–1892

SPENCER, E (1967) "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces", *Géotechnique*, vol 17, 1, Institution of Civil Engineers, UK, pp 11–26

SUN, J, LI, J and LIU, Q (2008) "Search for critical slip surface in slope stability analysis by spline-based GA method", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 134, 2, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 252–256

TAYLOR, D W (1937) "Stability of earth slopes", *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, (reprinted in : *Contributions to Soil Mechanics 1925 to 1940*, Boston Society of Civil Engineers, États-Unis, pp 337–386

TEMPLE, D M, HANSON, G J, NEILSEN, M L and COOK, K R (2005) "Simplified breach analysis model for homogeneous embankments : Part I, Background and model components". In : *25th United States Society on Dams (USSD) Annual Conference*, 6–10 June, 2005, Salt Lake City, Utah, États-Unis ZOLFAGHARI, A R, HEATH, A C and MCCOMBIE, P F (2005) "Simple genetic algorithm search for critical non-circular failure surface in slope stability analysis", *Computers and Geotechnics*, vol 32, 3, Elsevier BV, UK, pp 139–152

Tassement

CARTER, B (1991) *Correlations of soil properties*, Pentech Press, 130 p.

ICE (2012) *Manual of geotechnical engineering. Volume 1 : Geotechnical engineering principles, problematic soils and site investigation*, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London (ISBN : 978-0-72775-707-4)

USACE (1989) *Engineering and Design of Retaining and Flood Walls*, Engineer Manual 1110-2-2502, US Army Corps of Engineers, Washington, DC.

WAKITA, E and MATSUO, M (1994) "Observational design method for earth structures on soft ground", *Géotechnique*, vol 44, 4, Institution of Civil Engineers, UK, pp 747–755

Seismic performance

FEMA (2005) *Federal guidelines for dam safety, earthquake analyses and design of dams*, Federal Emergency Management Agency, US Department of Homeland Security, Washington, DC, États-Unis. www.fema.gov/media-library/assets/documents/2482?id=1573

HYNES, M E and FRANKLIN, F G (1984) *Rationalizing the Seismic Coefficient Method*, Miscellaneous Paper GL-84-13, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, États-Unis

MAKDISI, F I and SEED, B H (1977) *A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments*, Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-77/19, University of California, Berkeley, CA, États-Unis

TOKIMATSU, K and SEED, H B (1984) *Simplified procedures for the evaluation of settlements in clean sands*, Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-84/16, October 1984 University of California, Berkeley, CA, États-Unis

USACE (2000) *Technical Bases for Regulatory, Guide for Soil Liquefaction*,

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

NUREG/CR-5741, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis
 YOUNG, T L, IDRISSE, I M, ANDRUS, R D, ARANGO, I, CASTRO, G, CHRISTIAN, J T, DOBRY, R, LIAM FINN, W D, HARDER, JR L F, HYNES, M E, ISHIHARA, K, KOESTER, J P, LIAO, S S C, MARCUSSEON III, W F, MARTIN, G R, MITCHELL, J K, MORIWAKI, Y, POWER, M S, ROBERTSON, P K, SEED, R B and STOKOE II, K H (2001) "Liquefaction resistance of soils : summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 127, **10**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 817–833

Stabilité des murs-digues

ALLSOP, N W H, MCKENNA, J E, VICINANZA, D and WHITTAKER, T J T (1996a) "New design formulae for wave loadings on vertical breakwaters and seawalls". In : Proc 25th int conf on coastal engineering, September 1996, Orlando, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis
 ALLSOP, N W H and VICINANZA, D (1996B) "Wave impact loadings on vertical breakwaters : development of new prediction formulae". In : *Proc 11th int harbour congress*, Antwerpen, Belgium

ALLSOP, N W H, VICINANZA, D and MCKENNA, J E (1996c) *Wave forces on vertical and composite breakwaters*, Research Report SR 443, HR Wallingford, Wallingford, UK

ALLSOP, N W H, KORTENHAUS, A, MCCONNELL, K J and OUMERACI, H (1999) New design methods for wave loadings on vertical breakwaters under pulsating and impact conditions". In : *Proc Coastal Structures '99*, Santander, Spain

ALLSOP, N W H (2000) "Wave forces on vertical and composite walls", Chapter 4, J Herbich (ed) *Handbook of Coastal Engineering*, McGraw-Hill, New York (ISBN : 0-07-134402-0) pp 4.1–4.47

CHAI, J (2000) "Shallow foundations", W-F Chen and L Duan (eds) *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press, Boca Raton

CROSS, R H (1967) "Tsunami Surge Forces", *Journal of Waterways and Harbors Division*, vol 96, **WW4**, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, États-Unis, pp 201–231

CUOMO, G, ALLSOP, N W H and TAKAHASHI, S (2010) "Scaling wave impact pressures on vertical walls", *Coastal Engineering*, vol 57, **6**, Elsevier BV, UK, pp 604–609

CUOMO, G, ALLSOP, N W H, BRUCE, T and PEARSON, J (2010) "Breaking wave loads at vertical sea walls & breakwaters", *Coastal Engineering*, vol 57, **4**, Elsevier BV, UK, pp 424–439

CUOMO, G, PISCOPIA, R and ALLSOP, N W H (2011) "Evaluation of wave impact loads on caisson breakwaters based on joint probability of impact maxima and rise times", *Coastal Engineering*, vol 58, **1**, Elsevier BV, UK, pp9–27

ITO, Y (1971) "Stability of mixed type breakwater – a method of probable sliding distance", *Coastal Engineering in Japan*, vol 14, JSCE, Tokyo, pp 53–61

KIRKGOZ, M S (1995) "Breaking wave impact on vertical and sloping coastal structures", *Ocean Engineering*, vol 22, **1**, Elsevier Science, UK, pp 35–48

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (1989) *Engineering and design of retaining and flood walls*, EM 1110-2-2502, US Army Corps of Engineers, Washington, DC

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2006) *Coastal Engineering Manual*, EM 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, Washington, DC.

<http://chl.erdc.usace.army.mil/cem>

Brèche et modélisation d'inondation

D'ELISO, C, OUMERACI, H and KORTENHAUS, A (2006) "Breaching of coastal dikes induced by wave overtopping". In : *Proc 30th int conf on coastal engineering (ICCE)*, San Diego, États-Unis, ASCE, vol. 3, pp.2844–2856

EL KADI ABDERREZZAK, K, PAQUIER, A and MIGNOT, E (2009) "Modelling flash flood propagation in urban areas using a two-dimensional numerical model", *Natural Hazards*, vol 50, Springer Science BV, pp 433–460

HARTNACK, J, ENGGROB, H and RUNGO, M (2009) "2D overland flow modelling using fine scale DEM with manageable runtimes", P Samuels, S Huntington, N W H Allsop and J Harrop (eds) *Flood Risk Management : Research and Practice*, Taylor & Francis Group, London (ISBN : 978-0-41548-507-4)

OUMERACI, H, D'ELISO, C and KORTENHAUS, A (2005) Breaching of coastal dikes : state of the art, FLOODSITE final report T06-06-06, TU Braunschweig, the Netherlands.
www.floodsite.net/html/publications2.asp?documentType=1

PAQUIER, A, RENZONI, J and COGOLUEGNES, A (2005) "Quick estimate of flood risk downstream of a dike breaching". In : *Proc 3rd int symp on floods from defence to management*, the Netherlands, Nijmegen, Taylor & Francis Group, London, pp 725–730

RENZONI, J, PAQUIER, A and COGOLUEGNES, A (2005) "Un outil d'estimation rapide du risque d'inondation à l'aval d'une digue. Méthodes et premières étapes de validation", *Ingénieries – E A T, Spécial Sécurité des digues fluviales et de navigation*, pp 47–53

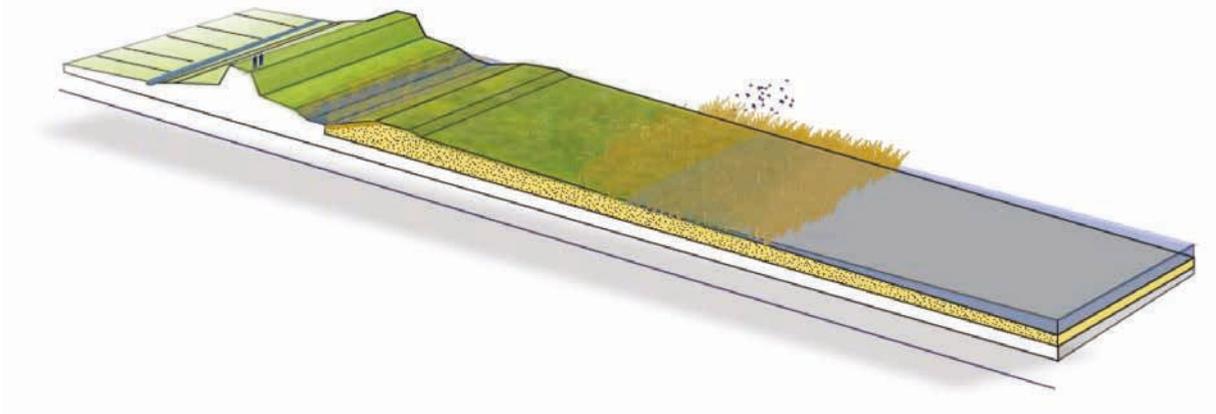
STANCZAK, G and OUMERACI, H (2012a) "Modeling sea dike breaching induced by breaking wave impact-laboratory experiments and computational model", *Coastal Engineering*, vol 59, 1, Elsevier BV, UK, pp 28–37

STANCZAK, G and OUMERACI, H (2012b) "Model for prediction of sea dike breaching initiated by breaking wave impact", *Natural Hazards*, vol 61, Springer Science, pp 673–687

TUAN, T Q and OUMERACI, H (2012) "Numerical modelling of wave overtopping induced erosion of grassed inner sea-dike slopes", *Natural Hazards*, vol 63, Springer Science, pp 417–447

9 Conception

source : T GA Cents, ARCADIS
and Hoogheemraadschap Hollands
Noorderkwartier Vliet



1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

9 Conception

9.1	Principes de conception des digues	1097
9.1.1	Principes généraux	1097
9.1.2	Principales considérations d'ingénierie	1098
9.1.3	Principes relatifs aux modes de défaillance	1100
9.1.4	Travaux d'adaptation et d'amélioration	1102
9.1.5	Travaux de restauration ou de réparation	1103
9.1.6	Conciliation d'exigences contradictoires	1104
9.1.7	Planification pour tout le cycle de vie et durabilité	1106
9.1.8	Déclassement de digue	1107
9.2	Processus de conception de digue	1107
9.2.1	Étapes de la conception	1109
9.2.2	Étapes des investigations pour la conception	1110
9.2.3	Processus de conception technique étape par étape	1112
9.2.4	Vérification, approbation et certification de la conception	1113
9.2.5	Rôles et responsabilités	1118
9.3	Établissement des rapports et documentation	1120
9.3.1	Registre des risques	1122
9.3.2	Programme de l'opération	1122
9.3.3	Rapport d'investigation de terrain	1123
9.3.4	Rapports d'avant-projet et de projet	1123
9.3.5	Résultats de la conception détaillée	1128
9.3.6	Manuel de gestion et d'entretien	1129
9.4	Implantation et tracé des digues	1130
9.4.1	Principes de sélection du tracé de la digue	1130
9.4.2	Largeur de l'emprise de la digue et zones interdites de construction	1134
9.4.3	Systèmes de drainage intérieur	1136
9.5	Géométrie de la digue	1136
9.5.1	Établissement des niveaux de crête des digues fluviales	1137
9.5.1.1	Détermination de la hauteur minimale de la crête de la digue	1137
9.5.1.2	Marges additionnelles de hauteur de la crête	1137
9.5.1.3	Considérations au sujet des rehausses localisées	1138
9.5.1.4	Déversoirs	1140
9.5.1.5	Sélection finale des hauteurs de crête de digue fluviale	1141
9.5.2	Détermination des niveaux de crête des digues côtières	1142
9.5.3	Détermination de la section transversale de la digue	1144
9.5.4	Caractéristiques géométriques minimales des digues	1151
9.5.4.1	Caractéristiques géométriques minimales pour l'exploitation et la maintenance	1151
9.5.4.2	Caractéristiques géométriques minimales de digue pour la constructibilité	1153
9.5.5	Géométrie définie dans la perspective d'une future surélévation de la digue	1154
9.6	Mesures de protection de surface	1155
9.6.1	Systèmes de protection de la surface	1157
9.6.2	Protection des digues côtières contre l'érosion	1164
9.6.3	Protection des digues fluviales contre l'érosion	1164
9.6.4	Modalités de conception des dispositifs de protection de surface	1166
9.6.4.1	Pied de talus et protection contre l'affouillement	1167
9.6.5	Protection contre le débordement et le franchissement des murs de protection	1168

9.6.6	Protection de la surface pour résister à la glace	1169
9.7	Contrôle des infiltrations et sous-pressions	1171
9.7.1	Généralités	1171
9.7.2	Analyse des phénomènes d'écoulements à travers et sous les digues	1172
9.7.2.1	Perméabilité	1172
9.7.2.2	Écoulements stationnaires et transitoires	1172
9.7.2.3	Perméabilité des matériaux de la digue	1173
9.7.3	Conception prenant en compte le contrôle des écoulements et des sous-pressions	1174
9.7.3.1	Bermes de stabilisation	1175
9.7.3.2	Couches imperméables	1176
9.7.3.3	Écrans étanches	1176
9.7.3.4	Drains internes	1177
9.7.3.5	Drains de pied	1178
9.7.3.6	Puits de décompression	1179
9.7.3.7	Résilience et fragilité des systèmes de contrôle des eaux souterraines	1182
9.8	Contrôle de l'Érosion interne	1182
9.8.1	Érosion interne : processus de base	1182
9.8.2	Conception des filtres	1185
9.9	Stabilité d'ensemble tout au long du cycle de vie de la digue	1186
9.9.1	Stabilité d'ensemble : conception visant à éviter les ruptures au cours de la construction	1187
9.9.2	Stabilité d'ensemble : conception visant à éviter les ruptures lors des inondations	1191
9.9.3	Stabilité d'ensemble : conception visant à éviter les ruptures suite aux crues	1192
9.9.4	Conception sismique des digues	1196
9.10	Analyse des mécanismes de rupture	1201
9.10.1	Coefficients de sécurité/coefficients partiels pour les analyses de stabilité de digue	1202
9.10.2	Approche impliquant le coefficient de sécurité global (États Unis)	1204
9.10.3	Approche aux coefficients partiels de sécurité (Eurocodes)	1206
9.10.3.1	EQU, perte d'équilibre de l'ouvrage ou du sol	1206
9.10.3.2	STR, défaillance ou déformation excessive de l'ouvrage ou d'éléments structurels, ou GEO, défaillance ou déformation excessive du sol	1206
9.10.3.3	UPL, perte d'équilibre de l'ouvrage ou du sol consécutive à un soulèvement hydraulique ou autres actions verticales	1209
9.10.3.4	HYD, soulèvement hydraulique, érosion interne, érosion régressive, causés par gradients hydrauliques	1209
9.10.3.5	Les pressions d'eau dans les environnements maritimes ou fluviaux	1211
9.10.3.6	Différences de conception en Europe	1211
9.10.4	Analyses probabilistes de stabilité	1217
9.11	Transitions	1218
9.11.1	Principes de conception de transitions	1219
9.11.2	Érosion externe au niveau des transitions	1220
9.11.3	Érosion interne au niveau des transitions	1221
9.12	Conception en vue de faciliter la maintenance	1226
9.12.1	Conception pour gérer le tassement et l'ornièrage	1226
9.12.1.1	Évaluation par anticipation des tassements	1228
9.12.1.2	Évaluation des tassements et définition d'une solution de réparation	1228
9.12.2	Maîtriser la dessiccation ou y remédier	1229
9.12.2.1	Actions pour remédier à la dessiccation	1230
9.12.2.2	Conception prévenant la fissuration par dessiccation	1233

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

9.12.3	Contrôle et traitement des terriers	1234
9.12.3.1	Traitement des terriers	1234
9.12.3.2	Écrans de protection contre les animaux fouisseurs	1235
9.13	Travaux de terrassement des digues	1237
9.13.1	Sélection des matériaux de remblai	1237
9.13.1.1	Résistance à l'érosion externe et interne	1238
9.13.1.2	Perméabilité	1239
9.13.1.3	Résistance au cisaillement après mise en place et compactage	1240
9.13.1.4	Sélection et définition de la masse volumique	1241
9.13.1.5	Résistance à la liquéfaction en cas de sollicitation sismique	1241
9.13.1.6	Sélection et facteur de compressibilité	1241
9.13.1.7	Résistance à la détérioration y compris fissures de dessiccation	1242
9.13.2	Gestion et contrôle des matériaux de remblai	1243
9.13.2.1	Critères de compactage des remblais	1243
9.13.2.2	Types de spécifications pour le compactage de remblais	1246
9.13.2.3	Autres contrôles sur les matériaux de remblai	1249
9.13.3	Travaux de terrassement pour la rehausse ou la réparation de digues	1250
9.13.3.1	Géométrie	1250
9.13.3.2	Perturbations sur la digue existante	1251
9.13.3.3	Stabilité	1253
9.13.3.4	Tassement	1253
9.13.3.5	Utilisation des structures en crête et compactage du nouveau matériau de remblai	1253
9.13.3.6	Résistance à l'érosion externe et aux infiltrations	1254
9.13.4	Utilisation de géotextiles dans la construction de digues	1255
9.13.5	Méthodes innovantes d'amélioration des sols	1258
9.13.5.1	Pneumatiques broyés ou en balles	1258
9.13.5.2	Mélange de sol en profondeur	1261
9.14	Déversoirs	1262
9.14.1	Introduction et contexte	1262
9.14.2	Conception hydraulique des déversoirs	1264
9.14.3	Conception du génie civil des déversoirs – généralités	1266
9.14.4	Déversoirs à seuil simple	1266
9.14.4.1	Les déversoirs massifs	1267
9.14.4.2	Remblais en terre protégée	1268
9.14.4.3	Déversoirs enherbés	1275
9.14.5	Déversoirs à seuils variables	1277
9.14.5.1	Seuils-fusibles en terre érodables	1278
9.14.5.2	Seuils amovibles (batardeaux et aiguilles en bois)	1280
9.14.5.3	Seuils gonflables	1281
9.14.5.4	Hausse fusibles par renversement ou basculement	1284
9.14.6	Déversoirs vannés	1287
9.14.7	Autres configurations de déversoirs	1289
9.15	Structures associées	1289
9.15.1	Introduction	1289
9.15.2	Murs de crêtes	1290
9.15.2.1	Érosion externe	1290
9.15.2.2	Transition hydraulique	1290
9.15.2.3	Stabilité	1291
9.15.2.4	Tassement différentiel	1293

9.15.3	Murs incorporés	1294
9.15.3.1	Érosion externe	1294
9.15.3.2	Infiltrations et pressions d'eau	1294
9.15.3.3	Stabilité	1294
9.15.3.4	Mouvements différentiels	1295
9.15.3.5	Positionnement du mur incorporé par rapport à la crête de la digue	1295
9.15.4	Tuyaux, conduits et galeries	1297
9.15.4.1	Introduction	1297
9.15.4.2	Tuyaux passant par-dessus des digues existantes	1297
9.15.4.3	Tuyau, conduit et galerie passant au travers de digues	1300
9.15.4.4	Remplacement de conduites anciennes et de sections de galeries	1309
9.16	Contribution de la conception aux phases de travaux et de gestion et entretien	1311
9.16.1	Introduction	1311
9.16.2	Contribution de la conception à la phase de travaux	1311
9.16.3	La méthode observationnelle appliquée à la conception des digues	1313
9.16.4	Effort de conception – Phases d'exploitation	1314
9.17	Références	1314
9.18	Pour en savoir plus	1322

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

9 Conception

Le chapitre 9 décrit les procédures et les bonnes pratiques en matière de conception et de définition des modalités d'intervention sur les digues.

Principaux apports des autres chapitres :

Chapitre 2 ⇒ **Concepts fondamentaux pour le choix des options**

Chapitre 3 ⇒ **Formes, fonctions et mécanismes de défaillance**

Chapitre 4 ⇒ **Conditions de gestion et d'entretien**

Chapitre 5 ⇒ **Évaluations de la performance des digues et analyse du risque d'inondation**

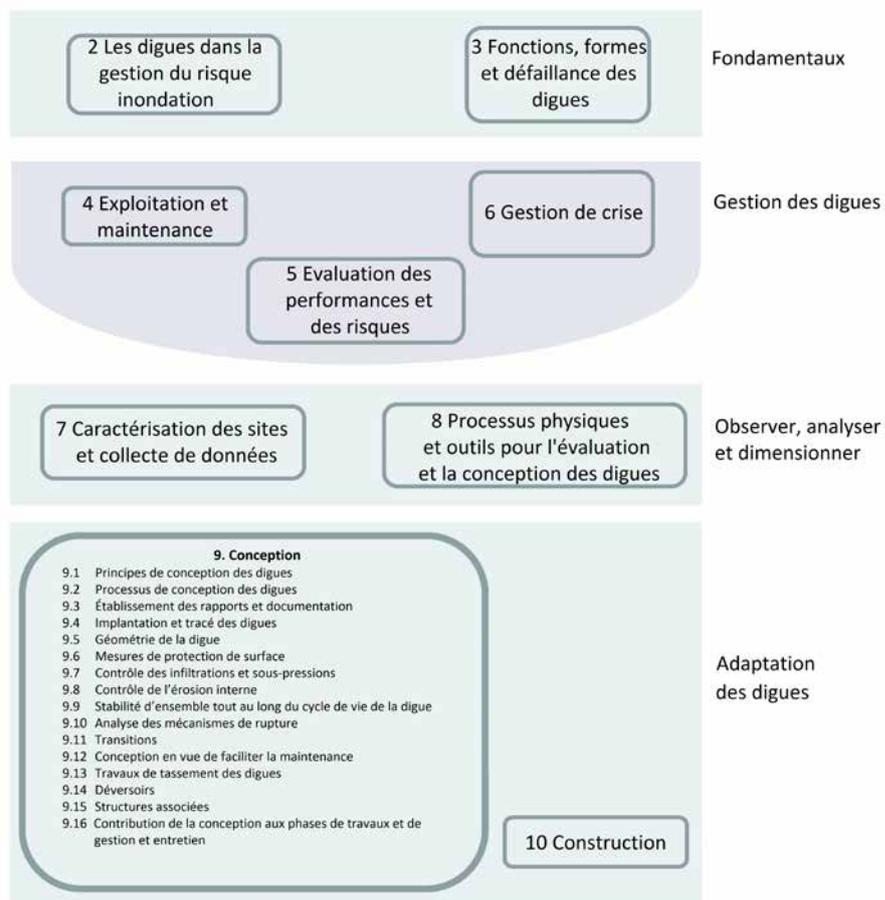
Chapitres 7 et 8 ⇒ **Boîte à outils (données et modèles)**

Principaux apports aux autres chapitres :

- Spécifications de conception ⇒ Chapitre 10
- Gestion et entretien ⇒ Chapitres 4 et 6

Note : Il est recommandé au lecteur de se reporter régulièrement aux chapitres 2 et 3, tout au long du cycle de vie de la digue, pour un rappel des points essentiels.

Le logigramme suivant indique où trouver l'information au sein du chapitre, ainsi que son positionnement par rapport aux autres chapitres. Il convient de l'utiliser en association avec le sommaire pour naviguer à l'intérieur du guide.



CONTENU DU CHAPITRE ET UTILISATEURS CONCERNÉS

Ce chapitre est divisé en seize sections consistant, pour les premières, en une introduction générale aux principes et aux processus de conception des digues. Les questions relatives aux modalités de tracé et de définition de la géométrie des digues et à leur conception au regard des divers modes de défaillance sont ensuite abordées. Il est question plus spécifiquement, vers la fin du chapitre, des aspects relatifs aux ouvrages de transition, aux remblais, aux déversoirs, aux ouvrages associés et aux problèmes de construction. L'accent est mis sur l'identification des problématiques essentielles ainsi que sur les différentes méthodes de conception, dont il apparaît qu'elles varient considérablement d'un pays à l'autre. Si un certain nombre de structures connexes (murs, déversoirs, conduites, etc.) sont abordées sur le plan de la conception, l'aspect essentiel est celui de l'interaction avec les remblais de digues.

Principes de conception des digues

La section 9.1 expose les principes généraux et des considérations d'ingénierie s'appliquant à la conception des digues, ainsi que d'autres aspects relatifs à l'adaptation, à l'amélioration, à la réparation et au déclassement des digues.

Processus de conception des digues

La section 9.2 présente le processus de conception des digues dans sa globalité, tant sur le plan des étapes, du concept à la construction, que sur le plan des aspects techniques du processus. La question du rôle et des responsabilités des différents acteurs et des vérifications de la conception est également abordée.

Établissement des rapports et documentation

La section 9.3 décrit les rapports et documents accompagnant les différents stades de conception des digues.

Configuration et tracé des digues

La section 9.4 expose les principes de tracé des digues, de définition de leur emprise, et les interactions avec les problématiques de drainage de la zone endiguée.

Géométrie des digues

La section 9.5 explique comment définir les niveaux de crête et les profils en travers des digues.

Mesures de protection de surface

La section 9.6 traite des mesures de protection des digues contre l'érosion externe, de la couverture végétale pour les digues fluviales aux formes de protection nettement plus lourdes requises pour les applications côtières.

Contrôle des percolations et des sous-pressions

La section 9.7 décrit comment évaluer et calculer les écoulements d'eau et les sous-pressions. Des indications essentielles sont également fournies pour les deux sections suivantes sur l'érosion interne et la stabilité.

Contrôle de l'érosion interne

La section 9.8 présente une synthèse des processus d'érosion interne et identifie des mesures pour traiter de ce problème.

Contrôle des instabilités sur tout le cycle de vie de la digue

La section 9.9 aborde la caractérisation et l'évaluation de l'instabilité qui apparaît, tant côté terre que côté eau, à diverses période de la vie d'une digue, y compris pendant sa construction, dans la période post-construction et au cours d'une inondation.

Analyse des mécanismes de défaillance

La section 9.10 traite de la manière dont les mécanismes de défaillance décrits dans les sections précédentes doivent être analysés au regard des recommandations techniques existantes et des normes européennes et américaines en vigueur.

Conception des structures de transition

La section 9.11 examine les transitions et les principaux problèmes de conception qui se présentent, principalement entre les digues et les ouvrages en dur.

Conception pour une bonne durabilité

La section 9.12 explique comment la conception doit anticiper les problèmes de tassement, de dessiccation et de terriers d'animaux.

Terrassements de la digue

La section 9.13 traite des procédures de sélection, de gestion et de contrôle des matériaux de terrassement et de leur compactage, des techniques de surélévation des digues et d'utilisation des géotextiles, et des méthodes innovantes d'amélioration des sols.

Déversoirs

La section 9.14 traite du rôle et de la fonction des déversoirs pour l'atténuation du risque d'inondation et la réduction des dommages sur les digues. Les différents types de déversoirs qui peuvent être adoptés sont décrits.

Ouvrages associés

La section 9.15 aborde la conception de la crête, des murs incorporés dans les digues et des canalisations traversantes, essentiellement du point de vue de leurs interactions avec les remblais des digues.

Apports de la conception aux phases de construction et de gestion

La section 9.16 explique comment les résultats obtenus en phase de conception doivent être repris en phases de construction et de gestion des digues.

9.1 PRINCIPES DE CONCEPTION DES DIGUES

Cette section expose les principes communs, ainsi qu'un certain nombre de considérations, y compris les modes de défaillance, s'appliquant à la conception des digues dans des projets de :

- nouvelle construction : construction d'une nouvelle digue sur un terrain auparavant dépourvu de protection ou déplacement d'une digue existante sur un nouveau tracé ;
- adaptation : modification d'une digue existante pour changer son niveau de protection, notamment par la surélévation de la crête, par l'amélioration de la résistance de la digue aux éventuelles défaillances ou par l'incorporation d'une nouvelle structure telle qu'un déversoir ;
- réparation : restauration, sans caractère d'urgence, d'une digue à son état initial, ou amélioration sans augmentation du niveau de protection recherché ;
- déclassement : retrait d'un tronçon de digue, sans compromettre la sécurité, dans le cadre par exemple d'un projet de déplacement d'une digue sur un nouveau tracé.

En conclusion, cette section aborde les difficultés créées par des exigences contradictoires, par les impératifs de planification sur tout le cycle de vie de la digue, par le développement durable et, enfin, par le déclassement des digues.

9.1.1 Principes généraux

Fonctions de retenue, de canalisation et de contrôle des eaux

Ainsi qu'il est exposé en section 3.1, la fonction première d'une digue est de retenir, canaliser ou contrôler le passage de l'eau par-dessus, à travers ou sous sa structure dans les conditions identifiées en conception. Si une digue est destinée à retenir l'eau ou à assurer son passage contrôlé, le concepteur doit étudier les voies potentiellement empruntées, les conséquences directes de son passage (l'inondation), ainsi que les problèmes structurels (érosion externe, érosion interne, instabilité). La résistance aux écoulements à travers la digue peut être assurée de différentes manières, à savoir notamment l'imperméabilisation des surfaces et le recours à un rideau d'étanchéité. L'imperméabilité du matériau constituant le corps de la digue n'est quant à elle pas nécessairement requise.

La digue en tant que composant d'un système de protection contre les inondations

Si le rôle des digues est d'améliorer la sécurité du public et/ou de limiter les dommages provoqués par une inondation sur les biens, un segment de digue donné, comme il est précisé au chapitre 2 et à la section 3.1, ne représente qu'un des éléments constitutifs du système de protection contre les inondations. Un tel système comprendra par ailleurs généralement d'autres segments de digue, ainsi que diverses structures naturelles ou anthropiques, l'ensemble œuvrant conjointement à la défense de la zone protégée contre l'inondation. La performance structurelle du système de défense contre les inondations pris dans son ensemble peut être considérée comme égale à celle de sa partie la plus faible. Le tracé (*cf.* section 9.4) et le profil en travers (*cf.* section 9.5) de la digue doivent être définis en conséquence.

Nécessaire résilience des digues

La résilience d'une digue peut être considérée comme sa capacité à conserver et à recouvrer sa performance fonctionnelle après avoir subi les effets d'événements défavorables prévisibles ou non (Schultz *et al.*, 2012).

Une digue doit à cet égard offrir une **capacité** suffisante de résistance aux conditions de charge pour lesquelles elle est conçue, sans que des détériorations et la rupture par les mécanismes de défaillance potentiels (*cf.* sections 9.1.3 et 9.6 à 9.9) se produisent. En raison de l'incertitude prévalant dans l'estimation des charges et de la capacité à y faire face, un certain degré de redondance, dans l'idéal, doit être ménagé, de sorte que des conditions de surcharge puissent être supportées sans franchissement ni rupture.

La digue doit également être suffisamment **robuste** pour résister en cas de franchissement et ce, dans l'idéal, pendant une durée plus longue que celle de l'inondation extrême considérée comme

probable. Les défaillances de la digue dues à l'érosion externe, l'érosion interne ou à une instabilité (cf. section 3.5) doivent pouvoir être évitées en cas de débordement ou de franchissement de la digue par les vagues. La digue doit en principe être conçue de manière à résister pendant un temps suffisant pour que les personnes se trouvant à l'intérieur de la zone endiguée – en particulier les plus vulnérables – puissent être évacuées ou pour qu'un abri sûr puisse leur être procuré (le respect de l'exigence de robustesse, pour les scénarios à moindre risque, peut ne pas être aussi important). Cela peut impliquer, dans certaines situations, outre les mesures de protection de surface (cf. section 9.6), l'introduction de tronçons avec déversoir (cf. section 9.14) ou de bermes par addition de matériaux supplémentaires à la section transversale (cf. section 9.5). Toutes ces dispositions sont affectées par la manière dont le terrassement de la digue (cf. section 9.13), des structures associées en crête ou ailleurs (cf. section 9.15) est conçu et réalisé. Un soin supplémentaire est en outre requis afin d'éviter toute fragilité de la digue au niveau des transitions entre structures (cf. section 9.11). La résistance aux défaillances, en cas de franchissement ou de débordement, peut également être améliorée au stade de la conception, par exemple par l'abaissement et la consolidation de certaines sections sous forme de déversoirs (cf. section 9.14).

En cas de brèche (y compris sur les sections fusibles), la digue doit être aisément **réparable**.

La digue doit également être conçue de telle sorte que les niveaux requis de résistance à l'érosion, d'imperméabilité et de stabilité soient assurés et **maintenus** pendant toute la durée de sa vie, deux types de **détériorations** devant être pris en considération :

- une détérioration progressive, sans lien avec le franchissement (mais due au tassement de la crête de la digue, à la dessiccation, au développement de végétation sur la digue ou à proximité de celle-ci, à la présence de terriers d'animaux, à l'érosion interne ou aux infiltrations, etc.). La conception doit répondre en ce sens à des objectifs de durabilité (cf. section 9.12) ;
- une détérioration liée à des événements de débordement et/ou de franchissement multiples ou prolongés.

Approche par paliers ou niveau de précision

Le niveau de précision du processus de conception varie en fonction de l'ampleur et de la nature des travaux envisagés, ainsi que du risque d'inondation associé à la digue. Pour une simple réparation, par exemple, les études préliminaires peuvent consister en la réalisation de quelques croquis (représentant des options possibles), et dans la consignation par une personne expérimentée de quelques notes à la suite d'une visite de site. *A contrario*, pour un projet de grande envergure prévoyant, entre autres options, la construction d'un nouveau système d'endiguement traversant le centre d'une ville, le processus de conception sera beaucoup plus élaboré. Une telle situation requiert la prise en compte d'un éventail d'options, des évaluations du risque d'inondation et de l'impact environnemental, mais aussi la réalisation de plans détaillés et la définition de spécifications étayées par des calculs potentiellement complexes.

Choix et optimisation des solutions

Les solutions doivent être techniquement et économiquement faisables, et l'option retenue doit pouvoir être optimisée et permettre le meilleur compromis entre coûts, risques et bénéfices. Le niveau d'investigation et d'étude doit par ailleurs être proportionnel au degré de risque associé à la digue. Des précisions supplémentaires sont fournies aux sections 7.1 et 9.2.

9.1.2 Principales considérations d'ingénierie

En dépit de leur apparente simplicité, les digues se révèlent parfois des ouvrages étonnamment complexes. En raison de leur fonction et de leur emplacement, elles sont souvent construites sur des sols alluviaux mous qui peuvent présenter un faible degré de résistance (ce qui engendre potentiellement de l'instabilité), une forte compressibilité (qui peut causer des tassements) et/ou une perméabilité élevée (qui peut se traduire par une percolation excessive). Elles sont, de surcroît, sujettes à une certaine variabilité, susceptibles de présenter des imperfections et de se détériorer avec le temps. Ceci s'explique en particulier par le fait qu'elles sont réalisées à partir de matériaux naturels prélevés localement. Le tableau 9.1 résume les principaux points à considérer dans les situations complexes qui peuvent émerger au cours de la conception.

Tableau 9.1 Principales considérations d'ingénierie relatives à la conception d'une digue

Principales considérations de conception	Section	Description sommaire des principales considérations de conception
Tracé de la digue	9.4	Le tracé de la digue constitue le premier aspect de la conception devant être étudié et décidé, car les caractéristiques du milieu – les conditions hydrauliques et de terrain notamment –, en découleront.
Niveau de crête de la digue	9.5	Le niveau de crête doit être défini de manière à garantir une réduction adéquate du niveau de risque d'inondation pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, un franchissement voire la rupture de la digue, si celle-ci n'est pas renforcée pour parer à cette éventualité, étant susceptible de se produire lors d'événements extrêmes. Des sections de déversoirs avec une crête légèrement moins élevée peuvent ainsi s'avérer nécessaires en cas de franchissement de la digue.
Section transversale de la digue	9.5	La définition du profil en travers de la digue – en particulier la largeur de la crête, la pente des talus et l'emplacement et la largeur des éventuelles bermes et drains côté terre – dépendra d'un certain nombre de facteurs : <ul style="list-style-type: none"> • la stabilité, fonction de la hauteur de la digue et des conditions géotechniques ; • la résistance à l'érosion interne ; • les contraintes de gestion et d'entretien de la digue (fauchage par exemple) ; • les dispositions prises pour dissiper l'énergie des vagues. En complément, il devra être envisagé l'incorporation de sections plus basses (telles qu'un déversoir renforcé) ou de sections-fusibles (qui peuvent se rompre ou être rompues plus facilement que les sections environnantes).
Conditions géotechniques	7.1, 7.7, 9.12	Les digues sont souvent construites dans des plaines relativement plates, alluviales ou estuariennes, sur lesquelles les sols naturels, constitués par exemple de tourbe, sont mous. De tels sols peuvent limiter la hauteur à laquelle la construction de la digue peut être envisagée de façon sûre en une seule phase, et peuvent causer un tassement important, sur la durée de vie de la digue (de l'ordre d'un mètre par exemple). Il peut en résulter la nécessité, dans le futur, de relever les crêtes des digues. La construction de digues avec une crête de largeur supérieure à celle initialement requise doit être envisagée, de sorte qu'un rehaussement de la crête, après tassement, soit possible ultérieurement. La présence de sables peut engendrer des écoulements à travers le sol de fondation, s'il existe une connexion hydraulique entre le côté eau de la digue et la plaine inondable. Il convient de tenir compte de la variabilité des conditions de terrain le long du tracé plutôt que de tabler sur des conditions identiques pour l'ensemble des tronçons de digue.
Matériaux	9.13	Les digues sont souvent construites avec les matériaux disponibles sur place, quelle qu'en soit leur qualité. Les digues en argile, pourtant, seront sujettes à la formation de fissures, et celles construites avec du sable risqueront de présenter une trop grande perméabilité. Si le matériau de construction de base ne peut garantir l'ensemble des fonctions requises (stabilité, imperméabilité, protection contre l'érosion, filtration, drainage – cf. section 3.2), alors l'intégration de composants supplémentaires constitués d'autres matériaux pourra être envisagée. Le choix du matériau de construction implique souvent un compromis entre adéquation, proximité, coût, impact environnemental et durabilité.
Détérioration et durabilité	9.12	Les digues peuvent être gravement affectées par des problèmes tels que la présence de terriers d'animaux, la dessiccation saisonnière et le développement anarchique de la végétation. Ces différents processus de détérioration pourront se traduire, localement, par des fragilités dont l'effet sera d'augmenter le risque d'érosion, de percolation, de défaillance, de franchissement ou d'instabilité au cours d'un événement extrême.
Transitions et autres points faibles	9.11	Localement, des imperfections ou des fragilités peuvent aussi être provoquées par un manque de rigueur de la conception ou un mode de construction inadéquat, ce qui est alors susceptible de se traduire par des détériorations supplémentaires, tels qu'affouillement et érosion interne lors de la survenue d'une crue ou d'une tempête. Une conception soignée des digues doit permettre d'anticiper et d'éviter ces défauts, de tels points de fragilité risquant de compromettre l'intégrité de tout le système de protection contre les inondations. Dans les cas où plusieurs organismes se partageraient la responsabilité du système de protection contre les inondations, les différentes autorités doivent intégrer ce risque et s'entendre sur des niveaux effectifs de gestion et d'entretien.
Actions anthropiques	7.6	<ul style="list-style-type: none"> • vandalisme • actions accidentelles • empiétements • terrorisme

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Principales considérations de conception	Section	Description sommaire des principales considérations de conception
Fiabilité des digues existantes	Chapitre 5	De nombreuses digues datant de plusieurs décennies voire de plusieurs siècles, peuvent ne pas avoir encore été soumises aux événements extrêmes pour lesquels elles ont été conçues à l'origine et auxquels elles sont censées résister. Lorsqu'elles sont effectivement soumises à des charges extrêmes, elles ne se comportent pas toujours comme prévu. Une performance qui se serait avérée satisfaisante dans le passé ne constitue pas non plus la garantie d'un comportement satisfaisant à l'avenir.
Construction de la digue	9.15 et chapitre 10	Il importe que le concepteur réfléchisse à la manière dont la digue sera construite, adaptée ou réparée, ce qui peut nécessiter en amont du projet une implication de l'entreprise de travaux pour s'assurer des modalités effectives de construction. Dans le même registre, d'autres aspects devront être pris en considération, tels que la stabilité pendant la construction (une construction échelonnée pourra par exemple s'avérer nécessaire afin d'éviter toute défaillance induite par la procédure d'exécution).

9.1.3 Principes relatifs aux modes de défaillance

L'évaluation des éventuels modes de défaillance d'une digue pour les différents scénarios de charge retenus constitue un volet essentiel du processus de conception. Si certains de ces modes de défaillance sont décrits dans la présente section, il est recommandé de consacrer quelques efforts à la caractérisation d'événements extrêmes réalistes. Cette approche complémentaire pourrait en effet permettre de déceler une situation nettement plus préjudiciable que ce que des traits soigneusement tracés sur un dessin technique peuvent laisser entrevoir (cf. figure 9.1).



Figure 9.1 **Franchissement localisé**
(source : Defra)

Érosion externe

La prise en compte de la vulnérabilité à l'érosion externe des matériaux composant le corps de digue ou des sols naturels côté terre ou côté eau constitue une problématique essentielle de la conception des digues. L'évolution **morphologique** (cf. sections 7.2 et 7.3) doit également être prise en compte. Pour la conception des digues littorales, les mouvements des sédiments sont susceptibles de modifier le niveau de l'estran et, par voie de conséquence, les conditions d'agitation. Concernant les digues fluviales, les évolutions géomorphologiques tant à l'amont qu'à l'aval de tout nouveau projet de digue doivent être prises en compte.

Une fois les événements érosifs caractérisés, des évaluations de la résistance, pour les digues littorales aux vagues et aux franchissements, et/ou pour les digues fluviales aux affouillements côté eau et au débordement, doivent être réalisées. Des recommandations pour sélectionner des dispositifs appropriés de protection de surface sont fournies à la section 9.6. Ces dispositifs peuvent être dimensionnés par les méthodes de calcul exposées à la section 8.4. Il importe de conserver à l'esprit, dans la conception de tout système de protection de surface, que la résistance à l'érosion externe peut être compromise par des fragilités locales. Par exemple, au niveau d'une couche de blocs de béton préfabriqués, des irrégularités de surface localisées provoquées par un tassement ou par une construction inadéquate, peuvent engendrer successivement dans la zone en question des turbulences à l'origine d'une perte de la protection, puis une érosion rapide et, à terme, la rupture de la digue.

Percolations

La digue doit constituer une barrière de perméabilité contrôlée entre les eaux présentes à l'extérieur du système d'endiguement et la zone endiguée. Les volumes d'eau transitant sous ou à travers la digue, en cas de survenue d'un scénario d'inondation anticipé, doivent être limités de manière à ne pas provoquer :

- d'inondation ;
- de situation dangereuse ;
- d'**érosion interne** à un niveau critique ;
- de réduction de la stabilité d'ensemble de la digue ;
- de détérioration significative de la performance de la digue lorsqu'elle sera à nouveau soumise à de futurs événements.

Des mesures pratiques de contrôle des écoulements et les outils d'analyse y afférents sont décrits respectivement aux sections 9.7 et 8.3.

Érosion interne

L'évaluation du potentiel d'érosion – ce qui inclut l'évaluation des gradients hydrauliques et des vitesses d'écoulement – peut être effectuée à l'aide des outils décrits à la section 8.5. Les résultats obtenus peuvent être utilisés pour analyser le potentiel des matériaux de remblai de la digue et des sols naturels situés sous la digue à former des *sand boils*. Ce processus appelé « suffusion » (perte progressive des particules fines d'un sol ou d'un matériau de remblai donné) est susceptible de provoquer la formation de vides et, à terme, l'effondrement des sols et des remblais, d'où l'importance de la manière dont les différents matériaux sont disposés à la section transversale d'une digue. Les sols jouxtant les structures incorporées aux digues (les lits de pose par exemple) peuvent concentrer les écoulements internes et donc être sujets à la suffusion. L'érosion interne peut être contrôlée en veillant à ce que les gradients hydrauliques ne soient pas trop élevés, en maîtrisant les écoulements (cf. section 9.7) et par l'emploi de filtres appropriés. La conception des filtres est décrite à la section 9.8.2, tandis que les outils d'analyse des écoulements et d'analyse des filtres sont apportés par la section 8.5.

Instabilité d'ensemble

La digue ne doit pas devenir instable et engendrer, dans les conditions anticipées lors de la conception, de glissements au niveau de ses talus. Cette stabilité doit être assurée en phase de construction, pendant ou après un événement extrême ou lors de sollicitations par de la glace ou lors de séismes. Les outils d'analyse de la stabilité sont présentés à la section 8.6. Une discussion complète des approches d'analyse de la stabilité est présentée aux sections 9.9 et 9.10.

Tassement

Un tassement excessif de la structure de la digue, après sa construction, son adaptation ou sa réparation peut favoriser les franchissements et par conséquent engendrer des dommages. Ce point doit être examiné lors de la conception ainsi que le risque de tassement différentiel qui est susceptible de provoquer la formation de fissures ou d'autres problèmes risquant de compromettre la performance de la digue.

L'évaluation du tassement peut être effectuée à l'aide des outils décrits à la section 8.7. :

- la question du tassement peut s'avérer capitale pour les **nouvelles digues**, dont la construction est prévue sur une plaine alluviale, en particulier si la digue est supportée par de l'argile molle ou de la tourbe. Il n'est pas rare, dans ces circonstances, qu'un tassement supérieur à un mètre se produise dans le cycle de vie des digues de grande hauteur. Le tassement différentiel peut en outre provoquer une détérioration supplémentaire de la digue (par la formation de fissures notamment). Le processus de conception doit par conséquent anticiper et calculer l'ampleur du tassement potentiel et l'intégrer dans les plans définitifs (par exemple, construire la digue suffisamment haut, pour parer au tassement, ou prévoir une crête assez large pour que sa surélévation puisse être opérée simplement par l'ajout de matériaux de remblai) ;
- en ce qui concerne les digues pour lesquelles sont entrepris des travaux d'adaptation ou de **surélévation**, le tassement différentiel entre les ouvrages neufs et les ouvrages existants est susceptible de constituer une problématique majeure. L'essentiel du tassement des ouvrages existants se sera déjà produit, tandis que les nouveaux ouvrages adjacents pourront subir d'importantes déformations, et l'apparition de fissures pourra s'ensuivre. Leur conception doit être étudiée précisément de manière à parer ces possibles évolutions ;
- généralement il est procédé à la réparation des dommages résultant des tassements historiques. Une évaluation de la cause du tassement pourra aider le concepteur à définir une méthode adaptée pour contrôler le potentiel de tassement futur.

Animaux fouisseurs

Une évaluation doit être réalisée pour déterminer si le matériau de remblai constituant la digue est vulnérable à la pénétration et à l'évacuation par les animaux fouisseurs et si des dispositifs doivent être intégrés à la conception pour empêcher les actions de ces animaux. Ce sujet est abordé plus en détails au chapitre 4 et à la section 9.12.3.

Action sismique

Bien que la probabilité qu'un événement sismique majeur se produise en même temps qu'un événement d'inondation grave soit extrêmement faible, les événements sismiques peuvent provoquer d'importants dégâts sur une digue et la rendre vulnérable si elle n'est pas restaurée à un état adéquat avant l'événement hydraulique majeur suivant. La résistance des digues aux séismes doit par conséquent être évaluée en combinaison avec des événements d'inondation relativement fréquents (tous les cinq ans par exemple).

Tant l'instabilité d'ensemble que la liquéfaction doivent être prises en compte dans l'évaluation des effets sismiques, car la liquéfaction des sols granulaires lâches (peu compacts et non cohésifs) supportant une digue ou adjacents à celle-ci est susceptible de provoquer un tassement non contrôlé ou un déplacement latéral. Les calculs de dimensionnement aux actions sismiques peuvent généralement être effectués à l'aide du même logiciel analytique que celui utilisé pour les analyses statiques de conception, à savoir au moyen de calculs pseudo-statiques ou d'analyses de domaine temporel. Le choix de l'approche dépendra des règlements antisismiques applicables et des capacités de chaque logiciel. Les méthodes préconisées et les outils d'évaluation de l'instabilité et de la liquéfaction induites par les séismes sont respectivement présentés aux sections 8.8 et 9.9.4.

9.1.4 Travaux d'adaptation et d'amélioration

Il est beaucoup plus fréquent d'adapter ou d'améliorer les digues existantes – ce qui consiste généralement à en surélever la crête ou à en augmenter la résilience – que d'en construire de nouvelles. La conception peut être contrainte (au-delà des principes généraux exposés dans les sections précédentes) par les problématiques suivantes :

- les actions de l'eau et des autres agents de l'environnement (processus physiques), tout au long de la construction – ce qui peut impliquer la construction d'ouvrages provisoires et des modifications du mode d'exploitation hydraulique ;

- l'incertitude quant à l'état des digues existantes : les matériaux, leurs caractéristiques mécaniques ou l'état des sols sous-jacents varieront, et il existera toujours un risque de survenue de circonstances imprévues ou imprévisibles. Un programme d'investigations géotechniques (*cf.* chapitre 7) peut toutefois contribuer à atténuer ces risques ;
- le tassement différentiel ou la capacité portante différentielle : la consolidation historique et le gain de résistance pour les sols alluviaux mous sous les digues existantes signifient que les nouveaux ouvrages ou les digues construites de manière attenante à ceux-ci pourront être sujets à un tassement futur plus important que les ouvrages existants ;
- les restrictions sur le chantier en raison des ouvrages adjacents tels qu'habitations ou bâtiments commerciaux ;
- l'augmentation des risques pour la santé, la sécurité et le bien-être des personnes impliquées dans la construction et du public.

En réponse aux problèmes énumérés ci-dessus, les options de conception à envisager pour la surélévation de la crête comprennent la surélévation et l'élargissement des remblais. Toutefois, en raison des contraintes spatiales, des alternatives devront dans bien des cas être envisagées, à savoir notamment :

- le recours à des matériaux légers ou recyclés ou l'amélioration de la capacité portante du sol, de sorte que les digues existantes puissent être surélevées moyennant un élargissement moindre ;
- l'utilisation d'un ouvrage de crête tel qu'un mur-poids ou un mur de retenue intégré en cas d'espace insuffisant pour un élargissement de la totalité de la digue ;
- le recours à des ouvrages de crête temporaires ou démontables.

Les options de conception à même de permettre une augmentation de la résilience au franchissement sont les suivantes :

- amélioration de la protection de surface ;
- techniques de réduction de la vitesse d'écoulement sur le talus côté terre.

La surélévation de la crête et la résilience au franchissement sont des problématiques liées. Le franchissement du mur de crête vertical, par exemple, peut augmenter les turbulences et aggraver l'érosion du mur côté terre, ce qui est susceptible d'engendrer une défaillance prématurée. Ce phénomène a été observé le long de nombreux murs « en I » des digues de la Nouvelle-Orléans lors de l'ouragan Katrina de 2005 (*cf.* figure 9.33).

9.1.5 Travaux de restauration ou de réparation

Les réparations de digues (*cf.* chapitre 4) sont généralement entreprises en réponse à un problème plus que dans le cadre d'une planification stratégique. Les travaux de réparation (*cf.* sections 9.11, 9.12, 9.15) suivants sont généralement entrepris :

1. restauration des talus de la digue (*cf.* section 9.5), en tenant compte de l'éventuelle instabilité d'ensemble (*cf.* section 9.9) ;
2. réparation des dégâts engendrés par érosion de surface et par affouillement (*cf.* section 9.6) ;
3. réparation des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs (*cf.* section 9.12.3) ;
4. gestion de la végétation ligneuse existante (*cf.* section 4.5).

En cas d'érosion externe, par exemple, les travaux de réparation peuvent aller d'une intervention sur un affouillement progressant lentement autour d'un tuyau ou d'une galerie à des travaux urgents et conséquents de restauration d'une portion de digue emportée par une crue. Le choix du mode de réparation ainsi que le rythme et le type de programme de construction influenceront sur la robustesse de la solution.

Les points suivants (en sus de ceux soulevés à la section 9.1.4) doivent être pris en compte dans la définition des solutions de réparation des digues existantes :

- i. nécessité d'une réflexion sur la conception la plus appropriée, malgré les contraintes de temps qui prévalent souvent ; la philosophie doit être, dans la mesure du possible, de « reconstruire mieux », plutôt que de laisser ou d'introduire des points de fragilité dans la digue, ce qui peut entraîner son endommagement ou sa rupture ;

- ii. difficultés d'accès à la (aux) zone(s) pour laquelle (lesquelles) des réparations sont nécessaires du fait, entre autres, de la présence d'obstacles, d'ouvrages ou de constructions, ou, à une plus grande échelle, d'une restriction d'accès le long de la rivière ou du littoral ;
- iii. risque de défaillance de la digue pendant les travaux de réparation ;
- iv. implication suffisamment en amont des entreprises de travaux (cf. sections 9.2.5 et 10.1.1) dans l'objectif de réduire les risques pour la santé et la sécurité du personnel en charge de la construction, ainsi que pour le budget du projet et le programme.

La seule différence entre ces travaux de réparation et de restauration et les travaux urgents menés en gestion de crise (dont il est question au chapitre 6) peut résider dans le temps disponible pour l'intervention (avant l'inondation potentielle suivante par exemple). Ainsi l'inspection des travaux de réparation temporaire doit-elle toujours être effectuée une fois la situation d'urgence passée, afin de s'assurer de leur adéquation sur le long terme. Des investigations et des études supplémentaires peuvent être requises.

9.1.6 Conciliation d'exigences contradictoires

La sélection de la meilleure alternative et la conciliation des contraintes peuvent rendre le processus de conception particulièrement fastidieux. Un compromis doit être trouvé entre des impératifs techniques, environnementaux, sociaux et économiques contradictoires au stade le plus précoce possible de l'élaboration d'un projet de digue. Ces impératifs peuvent être les suivants :

- il est fort probable que la surélévation des digues fluviales, entreprise dans une zone donnée afin de protéger les personnes ou les biens vulnérables, réduise sensiblement le risque d'inondation dans la zone considérée. Cela peut toutefois avoir lieu au prix de l'augmentation du risque d'inondation pour les habitants ou pour les propriétaires fonciers tant en amont qu'en aval de la zone améliorée. Ces conséquences et retombées doivent être évaluées et prises en compte ;
- le rôle de la végétation ligneuse sur les digues (arbres, arbustes, etc.) constitue un sujet complexe (cf. section 4.4). Si les digues correctement végétalisées peuvent offrir un habitat à la faune et à la flore, la croissance de grands arbres ou d'arbustes est susceptible de nuire à la capacité d'une digue à résister à des niveaux d'eaux élevés ou à des franchissements. En matière de protection contre les inondations, la végétation ligneuse, dans l'idéal, doit être éliminée, ce qui est toutefois susceptible d'aller directement à l'encontre de la nécessité de garantir un habitat pour des espèces rares.
- certains acteurs économiques peuvent être tentés d'implanter des entreprises sur des secteurs où ils pourraient empiéter sur l'emprise de la digue en cas d'élargissement ou encore sur des zones de retenue, etc. ;
- l'amélioration de l'esthétique d'une digue existante peut nécessiter l'ajout de sentiers pédestres ou de rampes sur les talus de la digue, ce qui risque de créer de nouveaux points de fragilité et des problèmes pour l'entretien ;
- les réseaux publics existants pourront éventuellement imposer des contraintes, et leurs détournements lors de l'intervention sur la digue sont susceptibles d'engendrer des coûts importants ;
- des systèmes de stockage ou de pompage appropriés doivent être mis en place afin que les systèmes de drainage puissent continuer de fonctionner à l'intérieur de la zone endiguée pendant les événements d'inondation, alors que le drainage à travers la digue ne peut pas être assuré par gravité ;
- les exigences légales et autres exigences environnementales (celles de la directive-cadre sur l'eau, en Europe, par exemple), en matière de bassin hydrographique ou, sur le littoral, de cellule hydrosédimentaire, doivent être satisfaites.

La conciliation d'objectifs contradictoires représente toujours un défi, en particulier dans la mesure où certains de ces objectifs peuvent avoir été prédéterminés au regard d'exigences légales. Toutefois la fonction essentielle d'une digue – assurer la retenue, la canalisation ou le contrôle du déversement d'eaux de crue (cf. section 3.1) – doit être strictement maintenue, même si d'autres objectifs doivent être satisfaits, parmi lesquels l'amélioration du milieu, l'aménagement d'espaces de loisir ou l'adaptation à des constructions individuelles ou l'accès de tiers.

Le processus d'échanges d'informations et la réflexion pour la conciliation de ces exigences contradictoires au cours du processus de conception sont susceptibles de donner lieu à une désinformation et/ou à la perte d'informations. Une **communication** appropriée entre acteurs des différentes disciplines et entre organismes ainsi qu'avec le public doit être assurée. Un engagement réel auprès des autorités locales, des riverains, des entreprises et des groupements d'intérêt, pendant tout le processus de conception, avec pour objectif de solliciter l'avis et d'obtenir le soutien des populations locales, est indispensable pour la réussite du projet. Dans cette logique, le risque d'inondation résiduel après la construction doit également faire l'objet d'une communication soignée (cf. section 5.2.9). Un plan d'atténuation du risque résiduel doit être élaboré au cours de la conception.

Un exemple de conciliation des exigences contradictoires est présenté à l'encadré 9.1.

Encadré 9.1

Conciliation d'exigences contradictoires lors du confortement d'un maillon faible, Noordwijk, Pays-Bas

Figure 9.2 « Digue en dune », construction destinée à faciliter l'aménagement du boulevard de Noordwijk, Pays-Bas
(source : Marco Vendorp, Arcadis)

Dans le cadre du programme national néerlandais « Weak Links », le front de mer de la ville touristique de Noordwijk a été renforcé au moyen d'une construction dite « hybride » (soit la combinaison d'une technique « douce » utilisant du sable et d'un ouvrage en « dur » de type digue), dont une illustration est fournie par la figure 9.2 (Lange Voorhout, 2009). Le programme Weak Links a pour but de réduire dans les cinquante ans à venir le risque d'inondation associé aux structures côtières et, dans le même temps, d'améliorer l'environnement humain et naturel ainsi que le potentiel économique de la zone.

La conception et la réalisation du confortement de la digue de Noordwijk se sont heurtées à un certain nombre de contraintes et d'exigences fonctionnelles qui ont déterminé la solution technique retenue. Étant donné la complexité des problématiques et l'implication de plusieurs parties prenantes, il est apparu que la gestion des relations entre les acteurs, ainsi que la communication, devaient faire partie intégrante du projet.

Le dispositif de protection du littoral de Noordwijk existant comprenait un mince cordon dunaire relativement peu élevé, derrière lequel se situait le boulevard Wilhelmina, une promenade très fréquentée. Cette voie à sens unique bordée de deux trottoirs constitue le seul accès à une dizaine d'hôtels de luxe. Pendant la saison estivale, différents pavillons temporaires – un bar, un restaurant, un club de voile et un poste de police – sont installés sur la plage..

La structure retenue pour le confortement de la digue est composée d'une partie centrale en sable protégée par des blocs appelés « Basalton » (béton de basalte), agencés sur une couche filtre comprenant une couche granulaire posée sur un géotextile. Cette structure qui se caractérise par sa perméabilité a été choisie pour son bon comportement aux actions dynamiques exercées par les vagues. Afin de préserver la vue depuis le boulevard, la hauteur de la digue a été limitée à 1,5 mètre. La digue a été recouverte de sable sur une hauteur d'environ 0,5 mètre. En conservant la même hauteur (hauteur de la digue augmentée de 0,5 mètre), un rechargement massif a été réalisé à l'avant de la structure sur une largeur d'environ 50 mètres constituant ainsi une dune artificielle (zone d'amortissement sableuse) à même de garantir une protection suffisante contre les inondations et de préserver l'aspect naturel de la digue (aspect d'une dune). Un apport complémentaire en sable au niveau de la plage et de l'estran a été réalisé afin de maintenir la largeur de la plage existante.

Les contraintes (en apparence incompatibles) sur les activités de construction ont été notamment les suivantes :

- en raison de l'importance du littoral et de la plage pour l'activité touristique de la ville, la décision a été prise de ne pas procéder aux travaux pendant la saison estivale (avril – septembre) ;
- la zone dunaire constitue initialement un milieu très riche pour la flore et pour la faune, avec plusieurs espèces protégées de chardons et de lézards des sables. Les travaux d'excavation ont en conséquence été interdits entre octobre et avril ainsi qu'entre mai et juillet (saisons d'hibernation et d'éclosion respectivement) ;
- une loi néerlandaise interdit les travaux sur les ouvrages de protection contre les inondations pendant la saison des tempêtes (octobre à mars).

Encadré 9.1 (suite)

Conciliation d'exigences contradictoires lors du confortement d'un maillon faible, Noordwijk, Pays-Bas

Le compromis a consisté à permettre la réalisation de la construction de la fin du mois d'août au mois de mars de l'année suivante, moyennant les précautions ci-dessous :

- avant le début de tout travail d'excavation, l'ensemble des lézards des sables de la zone ont été capturés et transférés dans un autre habitat adéquat ;
- pendant l'excavation et le profilage du talus extérieur de la digue dans la dune, les matériaux excavés ont été utilisés pour la construction d'une dune de protection (conçues pour un niveau élevé de protection de 1/100). Cette dune a été achevée avant la saison des tempêtes, avec apport supplémentaire de sable puisé dans la mer ;
- la Société royale néerlandaise de sauvetage en mer a exigé un accès à la mer avec son embarcation de sauvetage à tout moment. Dans la partie septentrionale, une voie d'accès à la dune de protection temporaire a été créée afin de permettre l'accès de l'embarcation au front de mer à tout moment ;
- le transport des matériaux de construction et des ressources *via* le boulevard a été strictement interdit. Le transport des matériaux de la digue par bateau n'a pas été possible en raison de la faible profondeur d'eau et des fluctuations liées aux marées. Un quai temporaire ne pouvait pas non plus être construit à un coût raisonnable. Seul un accès routier à la zone de chantier, par l'extrémité nord du boulevard, a été autorisé ;
- le littoral était parsemé des vestiges du Mur de l'Atlantique, dispositif de défense allemand construit en 1943 et comprenant une série de « **blockhaus** » et d'autres ouvrages dans les dunes. Grâce à une documentation de très bonne qualité (relative à la construction originale) et à la vérification de l'emplacement de ces ouvrages au moyen de tranchées-témoins, l'emplacement des segments de « transition » de la digue a pu être ajusté afin d'éviter toute interférence avec ces ouvrages de la Deuxième Guerre mondiale ;
- de courtes palplanches en béton (résistantes à la corrosion en milieu salin) ont été utilisées pour la construction d'un pied de digue prévenant les affouillements (et dont une illustration est fournie à la figure 9.2), de sorte que le filtre et la couche principale ont pu être placés au sec. Ce n'est qu'à marée haute qu'un système de drainage limité était nécessaire pour permettre aux travaux de se poursuivre en pied de digue ;
- la dune et le sous-sol dans leur état initial étaient principalement constitués de sable fin et grossier avec des inclusions très localisées de lentilles d'argile (molles à moyennement plastiques). Le tassement anticipé du nouvel ouvrage (plus haut et plus lourd) s'est par conséquent avéré négligeable, et aucun impact négatif (déformation) ne s'est produit au niveau de la carapace ;
- l'érosion rapide anticipée du sable de la nouvelle dune a été évitée par la culture d'avoine de mer directement après le dépôt de la couche de sable.

Des informations sur les procédures qualité de ce projet sont fournies à l'encadré 10.3

9.1.7 Planification pour tout le cycle de vie et durabilité

Les questions de planification et de durabilité doivent être prises en compte sur la totalité du cycle de vie (y compris le futur déclassement – cf. section 9.1.8). Il conviendra notamment d'examiner, en matière de modification des digues en terre, les aspects spécifiques suivants (liste non exhaustive) :

- nécessité de modifier le système de défense en réponse aux changements suivants :
 - tassement et subsidence (l'extraction de l'eau des aquifères sous-jacents ou des minéraux des substratums est susceptible de provoquer un affaissement des fondations de la digue ; certaines zones peuvent même être sujettes à un affaissement sans qu'aucune activité d'extraction ne soit entreprise) ;
 - augmentation des actions hydrauliques induite par le changement climatique (augmentation du niveau de la mer, des précipitations, des niveaux des rivières et des surcotes de tempête par exemple) ;
 - évolutions de la morphologie des rivières ou des littoraux (susceptibles d'affecter les vitesses d'écoulement), évolutions du niveau des lits des rivières ou des fonds marins, ou augmentation des actions sur la digue ou du potentiel d'affouillement (ce qui peut engendrer une déstabilisation) ;
- impact de la détérioration continue de la digue (compensé par les éventuelles activités d'entretien planifiées), en raison par exemple d'une période de sécheresse, susceptible de réduire la résilience d'une digue (fissuration due à la dessiccation, perte de masse du corps de la digue ou de la berme). Ces risques doivent par conséquent être pris en compte dans le choix des types de matériaux pour la construction de la digue ;
- incorporation de structures dans la digue ou les empiétements au niveau de la digue (cf. section 4.4) ou les modifications déjà existantes ;
- modification de la fonction de la digue (par exemple pour un développement des fonctions de loisir) ;
 - modification de l'utilisation des sols et évolution inhérente du risque sur les personnes et les biens.

Si des doutes subsistent, si le coût initial de la conception de la digue dont le but est de garantir la résilience de celle-ci à toute forme réaliste de modification à venir ne peut être envisagé, ou si le niveau de risque n'est pas acceptable, une série de mesures prudentes, de nature à permettre les adaptations qui pourront être requises, doivent être adoptées.

9.1.8 Déclassement de digue

Historiquement, la plupart des digues, quel que soient leur taille, la qualité de leur conception et le type de structure, ont été construites en tant qu'ouvrages permanents. Il existe une prise de conscience croissante que ce n'est pas nécessairement le cas. Les changements dans la réglementation évoluent pour permettre des décisions dans le sens de l'abandon de la défense du trait de côte ou de l'aménagement d'espaces plus importants pour les eaux dans les vallées fluviales. L'éventualité du déclassement de la digue et le processus à envisager doivent idéalement être pris en compte au stade de la conception initiale, de sorte :

- que les risques associés au déclassement puissent être identifiés ;
- que les adaptations appropriées puissent être intégrées au stade de la conception ;
- que les travaux puissent être réalisés sans compromettre la sécurité et avec efficacité.

Le déclassement d'une digue, organisé dans le respect des impératifs de sécurité, pourra comprendre les aspects suivants :

- insertion d'une brèche ou de conduites d'écoulement dans la digue existante (le cas échéant, dans le cadre d'un schéma prévoyant des défenses en retrait). Une telle conception implique une bonne connaissance de la digue existante et une sélection bien réfléchie de l'emplacement des brèches ou des conduites, sur la base des résultats de travaux de modélisation de l'inondation et de l'analyse des conditions de sécurité ;
- réparation provisoire ou surélévation de la digue existante afin de réduire le risque d'inondation à court ou à moyen terme, de manière à permettre la construction de défenses en retrait permanentes plus à l'intérieur des terres ;
- déclassement de l'équipement mécanique et électrique associé (dispositifs de pompage, etc.) ;
- prise en compte des conséquences d'une cessation de l'entretien de la digue et de sa détérioration naturelle (les difficultés de la prédiction des scénarios de défaillance en cas d'absence d'entretien du système d'endiguement ne doivent pas être sous-estimées).

9.2 PROCESSUS DE CONCEPTION DE DIGUE

La figure 9.3 esquisse le **processus** de conception qui débute avec la décision qu'un changement s'impose. Il est supposé que les autres options ont été examinées et écartées avant que ne soit prise la décision de construire ou d'adapter la digue concernée. La figure montre qu'il revient au concepteur de comprendre les intentions du maître d'ouvrage de la digue et d'en déduire des objectifs de performance en matière de retenue, de canalisation ou de contrôle du déversement des eaux, et ce pour tout le cycle de vie de la digue. Les objectifs suivants peuvent être définis :

- réduction du risque d'inondation pour la majorité des enjeux exposés jusqu'à un niveau d'eau défini ;
- intégration aux documents de planification locaux/régionaux des territoires ;
- gestion des modifications de la zone protégée, y compris obtention de bénéfices secondaires en termes de loisirs et d'environnement.

Ces objectifs sont soumis à des contraintes physiques, matérielles, sociales, environnementales, culturelles et économiques, et impliquent d'atteindre un équilibre entre les risques et les coûts. Le propriétaire de la digue est susceptible de solliciter les conseils techniques des concepteurs dans la définition de ces objectifs et leur traduction sous forme de schémas de construction, de spécifications et de rapports de projet. Pour atteindre l'objectif final, le maître d'ouvrage de la digue doit tenir compte de la nature du processus de conception constitué de cycles itératifs d'optimisation. À cet égard, les principes de conception des digues énoncés à la section 9.1 lui seront particulièrement utiles dans la mise en place et l'exploitation de systèmes d'endiguement. Cela étant dit, la conception doit également être conforme aux règles de construction nationales.

La figure 9.3 montre qu'il est également de la responsabilité du concepteur de comprendre l'environnement physique dans lequel les digues sont situées (ou dans lequel leur construction est prévue), de mesurer les contraintes, et d'être en mesure d'apprécier le comportement des matériaux dont les digues sont (ou seront) constituées en cas d'exposition aux événements de référence.

Il conviendra éventuellement de se reporter, eu égard au début du processus de conception, aux procédures décrites dans d'autres chapitres du présent manuel, une attention toute particulière devant être accordée aux aspects suivants :

- d'un point de la vue stratégique (cf. chapitre 2), la réalisation d'un système d'endiguement peut avoir été identifiée, dans le cadre d'une analyse des options stratégiques, comme l'une des mesures requises pour réduire le risque d'inondation ;
- le diagnostic d'une digue existante (sur le modèle décrit au chapitre 5) peut aboutir à la conclusion qu'un tronçon de la digue concernée nécessite des réparations ou une adaptation ;
- suite à une crise ou une grave inondation (cf. chapitre 6) un défaut peut avoir été relevé au niveau d'une digue existante, auquel cas il est possible que des réparations soient requises d'urgence et qu'une solution à plus long terme doive également être envisagée.

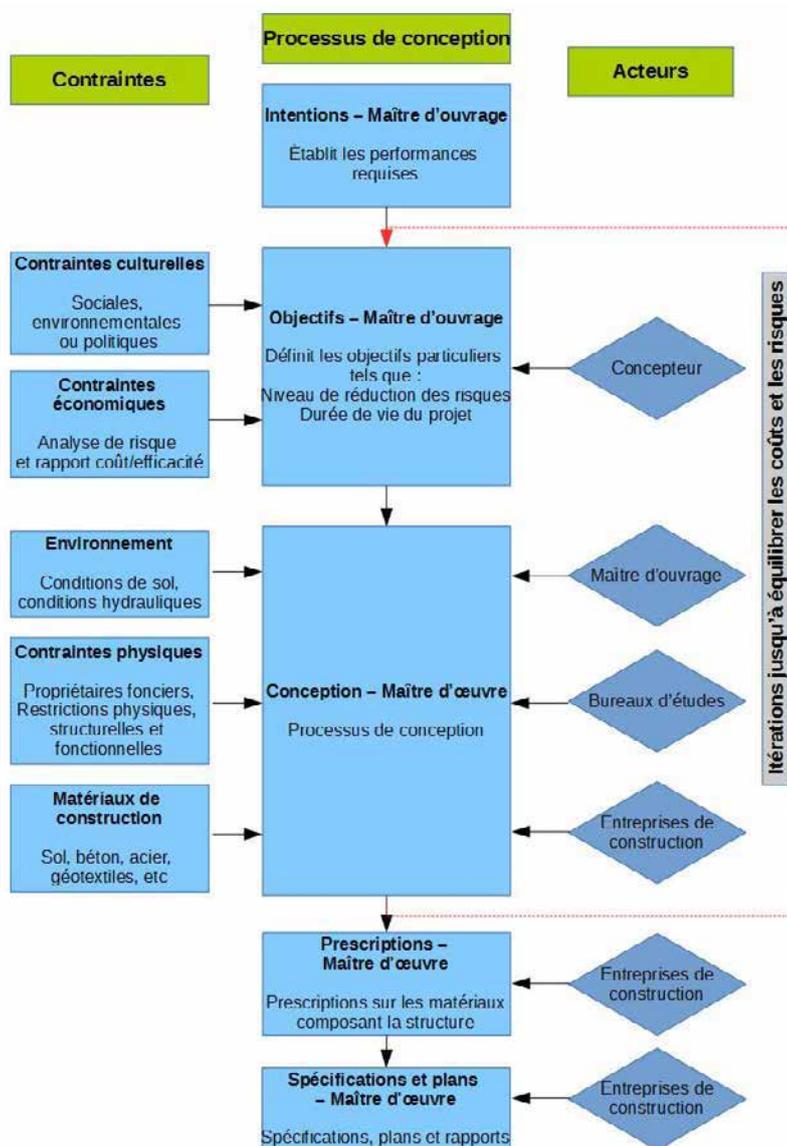


Figure 9.3 Processus de conception des digues

D'autres précisions sur le processus de conception sont fournies ci-après.

9.2.1 Étapes de la conception

Quelle que soit l'importance ou la nature des travaux, le processus de conception est généralement le même. Les efforts consacrés à la conception varient néanmoins en fonction des dimensions du projet et des risques associés à la digue. Trois grandes phases peuvent être distinguées (cf. figure 9.4) :

1. **Identification du besoin (reconnaissance)** : les caractéristiques du site et de son environnement ainsi que les conditions hydrauliques sont identifiées. En ce qui concerne les digues existantes, cette étape peut comprendre les inspections, études bibliographiques, investigations initiales, diagnostics et/ou évaluations d'une digue ou d'un système d'endiguement. (des précisions supplémentaires sont fournies au chapitre 5.)
2. **Études préliminaires (esquisses ou études de faisabilité)** : les options de construction ou d'adaptation sont évaluées au moyen de calculs simples, de jugements d'experts et de retours d'expérience. Une quantité suffisante de données topographiques, environnementales, hydrauliques, géomorphologiques, géologiques et géotechniques doit être recueillie, à ce stade, afin de pouvoir comparer les options sur le plan des coûts et des bénéfices. L'assentiment des autorités compétentes, au besoin, pourra être sollicité pour l'option retenue. En appui de cette demande, une étude d'impact sera habituellement réalisée. Les points à examiner sont généralement les suivants :
 - a. **concernant les nouvelles digues** :
 - i. éventail d'alignements de digue potentiels ;
 - ii. éléments singuliers tels que déversoirs, dérivations ou stockage temporaire des eaux de crue à des emplacements stratégiques ;
 - iii. éventail de sections transversales de digue (bathymétrie des abords, géométrie de la digue, ouvrages de crête de digue, etc.).
 - b. **concernant les digues existantes** :
 - i. surélévation ou réparation locale de la digue, au besoin, de sorte que la courte section concernée offre le même niveau de protection que le reste du système d'endiguement ;
 - ii. surélévation ou consolidation générale de la digue, au besoin, afin de répondre à une augmentation du risque d'inondation (résultant d'un renforcement de l'aléa ou d'un accroissement des conséquences) ;
 - iii. réparations, au besoin, en cas de dommages ou de brèches apparaissant lors d'une inondation ou d'un autre événement dommageable.
3. **Phase de conception détaillée incluant** :
 - a. la finalisation des critères de conception, travaux supplémentaires de modélisation hydraulique et d'évaluation des risques, et recueil d'informations suffisantes sur le site, y compris les investigations géotechniques destinées à établir un modèle conceptuel du site et ses paramètres géotechniques (cf. sections 7.1, 7.7, 7.8) pour la conception détaillée de la digue ;
 - b. l'expertise, les calculs et l'exploitation des codes et des guides exposant les règles de l'art, en vue de la finalisation de la conception ;
 - c. la production des plans et des spécifications requises pour la construction des ouvrages.

Ces trois phases initiales doivent être mises en œuvre en parallèle des différentes phases de caractérisation et d'investigation de site décrites à la section suivante (9.2.2), et abordées de manière nettement plus détaillée à la section 7.1. Deux étapes supplémentaires suivent :

4. **Étape de la construction** : cette étape comporte une part de conception pour garantir que la construction est réalisée conformément aux spécifications ou par exemple, pour réagir à des propositions alternatives des constructeurs ou à des conditions de terrain imprévues, ou pour analyser des données de suivi obtenues au cours de la construction.
5. **Étape de l'exploitation et de la maintenance (apports de conception)** : la réussite de cette étape implique que le gestionnaire de la digue se soit approprié les principes de conception qui ont régi la construction de l'ouvrage. En principe le gestionnaire pourra s'aider du **Guide de gestion et d'entretien**, un document « vivant » élaboré dans un premier temps par les concepteurs, réactualisé une fois les travaux de construction réalisés, puis transmis au maître d'ouvrage. Les échanges avec le concepteur sont également souhaitables au cours des activités de gestion et d'entretien, pour identifier les sections de digues dont les performances sont insuffisantes et pour améliorer en conséquence les conceptions futures (des précisions supplémentaires sont fournies au chapitre 5.).

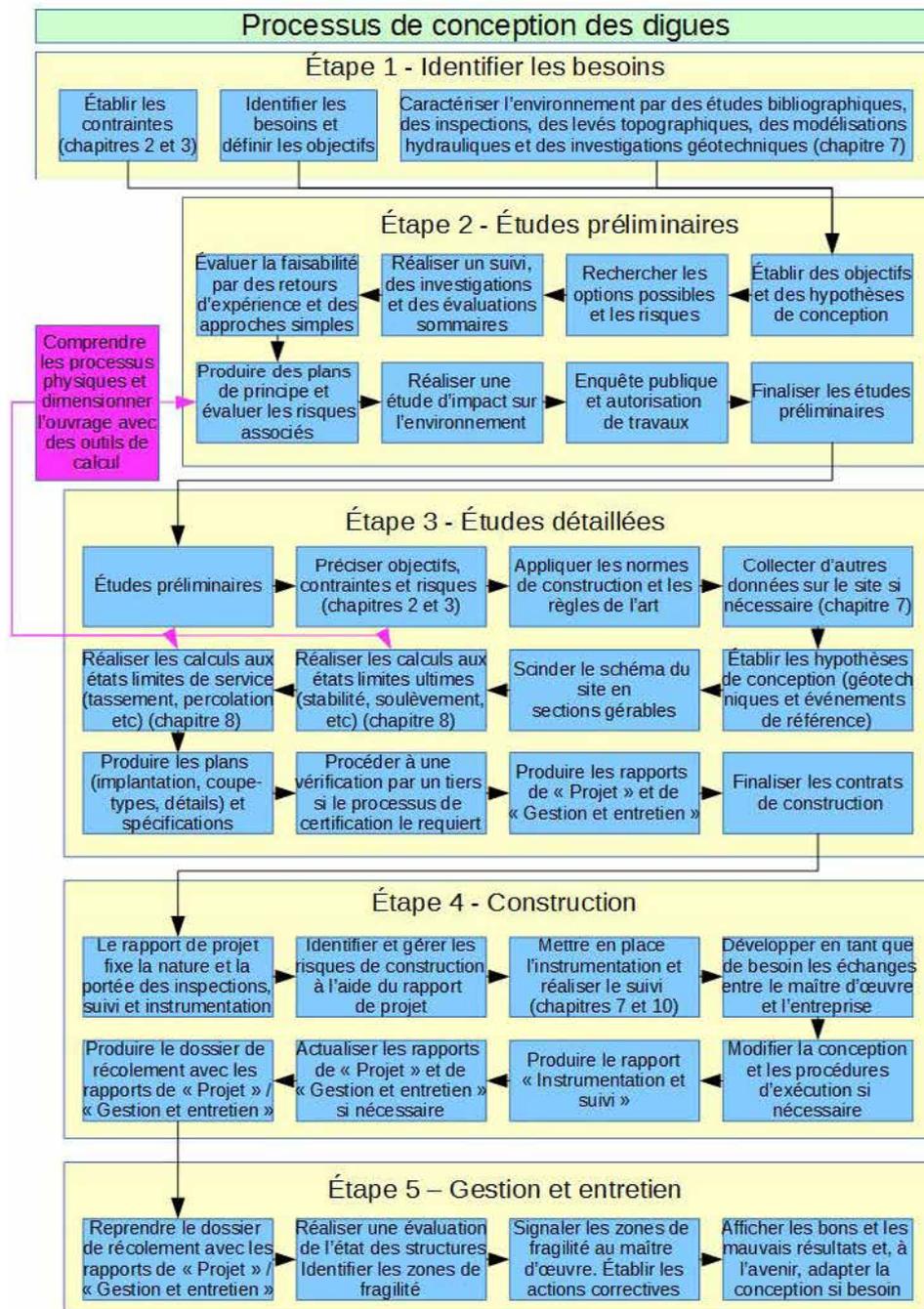


Figure 9.4 Étapes de la conception des digues

9.2.2 Étapes des investigations pour la conception

La caractérisation des conditions hydrauliques et morphologiques de site constitue l'axe principal des étapes initiales d'un projet. Diverses options sont alors évaluées, pour en estimer les niveaux de protection et les risques ainsi que le coût et les bénéfices. La caractérisation de site implique par exemple :

- pour les sites fluviaux, les caractéristiques du bassin versant, la topographie et la morphologie du cours d'eau et de la plaine inondable ;
- pour les sites côtiers, la topographie et la morphologie du littoral, les conditions de marée, de courant et de houle ;
- pour les sites estuariens, une combinaison appropriée de caractéristiques fluviales et côtières.

Les données géotechniques sont relativement limitées lors des premières phases de la conception, et un certain niveau de détail n'est requis que pour sélectionner des options. Toutefois, lorsque la conception de la digue s'oriente vers une option mieux définie, les études passent progressivement de la connaissance de l'hydraulique et de l'hydrologie à la définition des paramètres géotechniques et structurels ainsi qu'aux évaluations économiques.

Chacune des trois principales étapes de conception des digues exposées en section 9.2.1 peut faire l'objet d'une réflexion approfondie sur la collecte des données. Des actions de caractérisation des sites sur les plans de l'hydraulique, de la morphologie et de la géotechnique sont sommairement présentées au tableau 9.2 pour chacune des étapes. Un tel séquençage peut améliorer l'efficacité des investigations et limite fortement les risques d'omission. Les principales activités énumérées au tableau 9.2 sont présentées de manière plus détaillée à la section 7.1.

Tableau 9.2 Organisation des actions de collecte des données pour chaque étape de conception des digues

Étape de conception des digues	Données hydrauliques	Données morphologiques	Données géotechniques
Identification des besoins	<ul style="list-style-type: none"> rassembler les données disponibles repérer les données manquantes au besoin, recueillir de nouvelles données, pour remédier à l'insuffisance des données requises pour effectuer les évaluations établir des statistiques sommaires à partir des données de jaugeage (probabilités de débit : max./min./moy. et durées) évaluer les niveaux d'eau, les conditions de houle et de courant à l'aide de données historiques ou d'une modélisation sommaire 	<ul style="list-style-type: none"> rassembler les données disponibles évaluer, dans le domaine fluvial, le type de cours d'eau déterminer, dans le domaine côtier, les caractéristiques de l'estran et du littoral proche déterminer, dans le domaine estuarien, le type d'estuaire et décrire les tendances sédimentaires entre les milieux côtiers et fluviaux procéder à une évaluation sommaire du comportement du chenal historique, du littoral et/ou de la plage identifier les points de contrôle tels que les affleurements rocheux et les ouvrages décrire les sédiments du lit et des rives ou ceux de la plage estimer les réponses du système de long terme déterminer l'emplacement des sources de sédiments et des puits 	<ul style="list-style-type: none"> rassembler les données disponibles évaluer les propriétés géologiques, phréatiques et géotechniques déterminer, pour l'examen des options, les effets des conditions de sol sur la performance de la digue repérer les données manquantes déterminer les sources potentielles d'emprunt de matériaux évaluer les risques de rencontrer des problèmes particuliers en matière de pollution, d'archéologie et d'engins non explosés

Étape de conception des digues	Données hydrauliques	Données morphologiques	Données géotechniques
Faisabilité/études préliminaires	<ul style="list-style-type: none"> collecter des données supplémentaires détaillées et réactualiser les données précédemment obtenues évaluer les niveaux d'eau, la houle et les courants à l'aide de modèles numériques affinés, pour une meilleure résolution et une plus grande précision vérifier l'impact de la présence des digues existantes ou proposées sur les conditions hydrauliques évaluer les incertitudes sur les probabilités de débits et sur les niveaux d'eau associés aux débits. 	<ul style="list-style-type: none"> collecter des données supplémentaires détaillées et réactualiser les données précédemment obtenues établir le bilan sédimentaire pour le système évaluer les potentiels de migration des chenaux et d'abaissement des plages, et estimer les vitesses d'évolution évaluer l'influence de la mobilité des chenaux et de l'érosion des plages sur le tracé des digues élaborer des modèles de transport de sédiments afin d'évaluer la réponse du système sur le long terme évaluer les incertitudes sur l'érosion/la sédimentation des chenaux, des rives et des estrans identifier les sites pour lesquels une stabilisation de la rive et/ou de la plage par des ouvrages est requise pour assurer l'intégrité de la digue estimer les effets des affouillements locaux procéder à une évaluation détaillée de l'interaction de la digue avec les processus morphologiques 	<ul style="list-style-type: none"> procéder à une étude de terrain collecter quelques données supplémentaires conduire des investigations non intrusives (géophysiques) ainsi que des investigations intrusives en nombre limité étudier l'opportunité de mener d'autres investigations non intrusives/intrusives pour traiter des problèmes particuliers tels que la pollution, l'archéologie et les engins non explosés le niveau d'informations peut se limiter au minimum requis pour la sélection des options évaluer, si elles sont connues, les sources potentielles d'emprunt de matériau procéder à une évaluation quantitative sommaire des modes de défaillance et de détérioration des digues afin de définir un profil crédible pour la digue
Conception détaillée	<ul style="list-style-type: none"> réactualiser les données, si nécessaire, évaluer les courants locaux et leur interaction avec la digue évaluer les actions des vagues sur la digue et les franchissements potentiels si nécessaire pour la conception du système d'endiguement, recourir à des modèles physiques, pour évaluer plus précisément les conditions hydrauliques locales (et de la réponse de la digue à ces conditions). 	<ul style="list-style-type: none"> réactualiser les données, si nécessaire, localement élaborer des modèles pour identifier les réponses du système à des ouvrages de contrôle de l'érosion dans le domaine fluvial, élaborer des modèles pour l'évaluer les effets côté terre des écoulements sur les déversoirs 	<ul style="list-style-type: none"> collecter de nouvelles données suffisamment détaillées pour permettre la conception de la digue suivant l'option retenue conduire des investigations intrusives complètes, éventuellement complétées par des investigations non intrusives mener si nécessaire des investigations non-intrusives/intrusives pour traiter des problèmes particuliers tels que la pollution, l'archéologie et les engins non explosés définir les propriétés du matériau d'emprunt procéder à une évaluation quantitative détaillée des modes de défaillance et de détérioration afin de définir le profil de la digue

9.2.3 Processus de conception technique étape par étape

Un logigramme dans lequel les processus de conception sur les plans géotechnique et hydraulique/morphologique sont décrits en détail est présenté en figure 9.5. Ce logigramme doit être lu en lien avec les figures 9.3 et 9.4. Cette présentation étape par étape est conforme à la plupart des codes et règles de l'art actuels. Des informations supplémentaires sur les méthodes d'investigation et de calcul mentionnées dans le logigramme sont fournies aux chapitres 7 et 8, et ce notamment en ce qui concerne l'évaluation de la résistance aux trois principaux groupes de mécanismes de défaillance (érosion externe, érosion interne et instabilité de la masse) présentés au chapitre 3.

Le caractère interdépendant des processus de conception hydraulique/morphologique et géotechnique est mis en évidence dans le logigramme. Les interdépendances des processus sont en particulier les suivantes :

- détermination du tracé de la digue (cf. section 9.4) comprenant le repérage des segments de digue vulnérables ;
- détermination du niveau de crête de la digue et des sections transversales (cf. section 9.5) ;
- détermination de l'incidence des futurs changements morphologiques, et ce notamment :
 - sur les niveaux d'eau fluviaux nominaux ;
 - sur les niveaux du lit des cours d'eau ou des plages du littoral adjacent qui pourraient résulter des changements morphologiques (globaux ou locaux), induits par la digue elle-même (par exemple affouillements dus à l'accroissement des vitesses en raison de la concentration de l'écoulement dans un cours d'eau ou dus à la réflexion des vagues sur le littoral) ;
- comportement satisfaisant au regard des trois principaux groupes de mécanismes de défaillance (érosion externe, érosion interne et instabilité de la masse).

En ce qui concerne la conception hydraulique des nouvelles digues ou des digues modifiées, l'analyse des différentes options doit permettre d'évaluer le comportement du système d'endiguement (cf. chapitre 7) sur la totalité de son cycle de vie. Le niveau d'investigation doit être déterminé pour chaque cas de figure, en considérant le niveau de risque associé à la digue et la rapidité avec laquelle les changements peuvent être anticipés. Une analyse complète par modélisation hydraulique peut ne s'avérer nécessaire que pour la liste réduite d'options sélectionnées ou pour l'option finale retenue pour la conception détaillée. Les scénarios à envisager incluent les conditions suivantes :

- conditions présentes sans système d'endiguement ;
- conditions présentes avec système d'endiguement ;
- conditions futures (prise en compte des changements hydrologiques, hydrauliques et morphologiques) sans système d'endiguement ;
- conditions futures avec système d'endiguement.

L'existence d'incertitudes implique d'envisager plus d'une série de scénarios futurs et d'apprécier la résilience de la digue au changement au-delà de la fin de la durée de vie prévue.

9.2.4 Vérification, approbation et certification de la conception

Les digues sont des ouvrages très importants dans la mesure où elles sont conçues pour protéger des inondations les personnes, les entreprises et de vastes zones. Si elles ne répondent pas aux attentes, toutefois, le risque pour les personnes, les moyens de subsistance et l'environnement, du fait de leur présence, sera aggravé. Or les digues, malgré leur importance, ne font pas l'objet du même niveau d'évaluation et de contrôle, dans de nombreux pays, que d'autres éléments d'infrastructure critiques tels que barrages, centrales électriques et infrastructures de transport.

Il est recommandé que des méthodes rigoureuses de contrôle de la qualité et de la sûreté de la conception soient adoptées de telle sorte que les processus de conception ou d'évaluation de la réalisation aux principaux stades des travaux (cf. exemple de l'encadré 9.2) soient correctement définis et mis en œuvre. Historiquement, ces dispositifs de contrôle ont été développés aux fins de gestion du risque financier et programmatique de la construction, ainsi que pour gérer les conditions de sécurité. Une approche basée sur le risque est en principe adoptée pour ces dispositifs de contrôle, la nature et la portée des démarches entreprises dépendant de la probabilité des défaillances et de leurs conséquences.

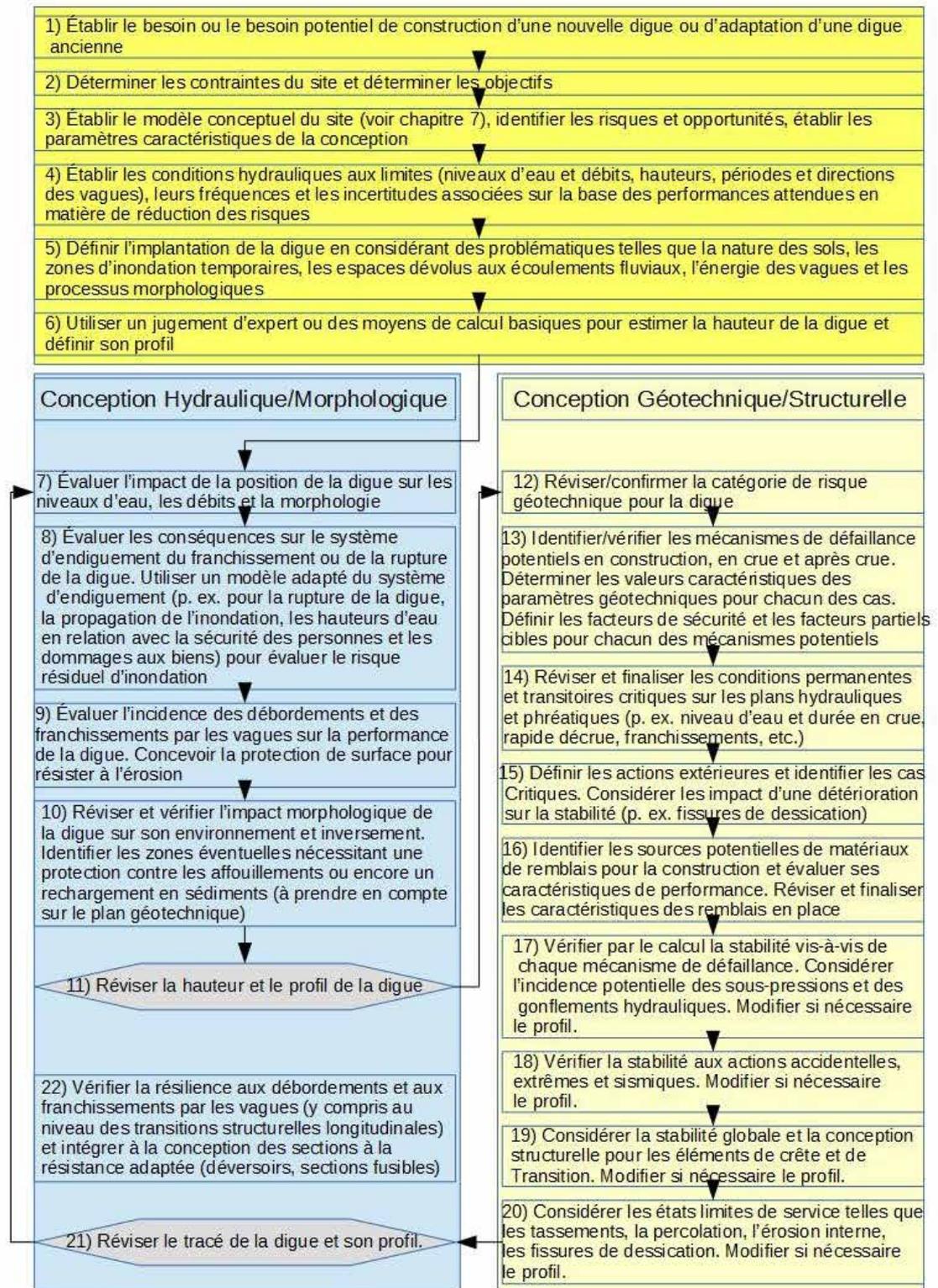


Figure 9.5 Diagramme de processus technique utilisé pour la conception des digues

Encadré 9.2

Principales étapes du processus de certification géotechnique mis en œuvre dans le cadre des travaux de conception de la Highways Agency au Royaume-Uni

Le but de la Highways Agency, l'organisme chargé de l'exploitation, de l'entretien et de l'amélioration des routes en Angleterre, est de fournir au travers de ses prescriptions un cadre précis et cohérent de gestion du risque géotechnique afférent à tout dispositif. Le processus de « certification géotechnique » de la Highways Agency, ainsi dénommé (Highways Agency, 2008), a vocation à assurer la gestion du risque géotechnique pendant tout le cycle de vie d'un projet. Le processus est mis en œuvre pour l'ensemble des projets dont les activités géotechniques sont susceptibles de comporter des risques pour l'infrastructure concernée, son propriétaire ou la population.

Les projets sont certifiés par un responsable désigné. Cette certification est délivrée à l'issue d'une évaluation dont le but est de déterminer si des procédures appropriées de gestion des risques ont été adoptées pour chacune des quatre principales étapes décisionnelles des projets. Ces étapes sont les suivantes :

Étape clé n°1

Examen initial du projet et des risques géotechniques dans le but de déterminer sa classification géotechnique et les exigences de certification géotechnique correspondantes : cette étape a pour but de garantir que les risques géotechniques potentiels ont été identifiés au moment du lancement du projet. Le besoin de recourir à des prestations spécifiques en géotechnique est également évalué à ce stade. Le document alors exigé de la part du concepteur est la déclaration d'intention.

Étape clé n°2

Évaluation dans le cadre de laquelle la certification préliminaire est entreprise : cette étape contribue à la définition des grandes lignes du projet et, le cas échéant, à la définition des conditions d'acquisition foncière et à la préparation des procédures d'expropriation. Les documents exigés de la part du concepteur à ce stade sont : le rapport d'étude préliminaire (étude documentaire) et le rapport d'étude des sols.

Étape clé n°3

Conception géotechnique et certification de la construction : les informations requises pour la conception détaillée et pour la préparation et la réalisation des travaux par l'entreprise, sont produites au cours de cette étape. Documents du concepteur requis à ce stade : rapport géotechnique de conception, toutes sections finalisées, préalable à la réalisation des travaux sur les zones concernées.

Étape clé n°4

Retour d'informations géotechniques : cette étape vise à rendre compte de l'ensemble des travaux entrepris, en particulier des sujétions techniques imprévues imposant des modifications de la conception. Cette action est une exigence inscrite dans les contrats passés avec le propriétaire de l'ouvrage concerné. Le document du concepteur requis à ce stade est : le rapport de retour d'information géotechnique.

Quant aux projets critiques d'endiguement comportant des niveaux de risque élevés, une évaluation indépendante des études préliminaires peut être recommandée ou requise. Étant donné les risques associés à la défaillance d'une grande digue ou d'un système d'endiguement, les propriétaires de digues ou les autorités chargées de leur contrôle pourront avoir recours à un système d'assurance qualité par paliers équivalent à celui employé pour d'autres types d'infrastructures pour déterminer le niveau d'évaluation requis (cf. exemple de l'encadré 9.3). Un tel système nécessiterait d'être défini et validé au niveau national (ou dans chaque document contractuel).

Encadré 9.3

Exemple de méthode de détermination des catégories de risque pour les digues, et mesures d'investigation et de conception correspondantes

De nombreux pays n'ont à ce jour pas défini de catégories de risque précises pour les digues. Il pourrait toutefois être envisagé, par l'extension des processus de catégorisation des risques appliqués aux barrages, d'évaluer chaque digue selon de multiples critères, d'en déduire une note et, à partir de là, de définir des mesures d'investigation et de conception appropriées.

Un exemple de cette approche est fourni dans les tableaux 9.3 et 9.4. Une telle approche consisterait à additionner les notes du tableau 9.3 et à déterminer la catégorie de risque correspondant à la digue à partir des résultats du tableau 9.4. La note $4 + 2 + 4 + 4 = 14$ pourrait être attribuée, par exemple, à une digue de hauteur 2,5 mètres pour laquelle un hydrographe de crue de deux jours serait constaté, et dont la zone d'exposition au risque compterait 90 personnes, et peu d'autres enjeux vulnérables. La digue en question pourrait ainsi être classée dans la catégorie II.

Encadré 9.3 (suite)

Exemple de méthode de détermination des catégories de risque pour les digues, et mesures d'investigation et de conception correspondantes

Tableau 9.3 Problèmes relevés et notes correspondantes

Problématique	Catégories possibles et les notes de catégorisation correspondantes			
Durée de l'inondation	> 1 semaine (6)	1 jour à 1 semaine (4)	1 heure à 1 jour (2)	1 heure (0)
Hauteur maximale de la digue (définie en fonction du niveau d'incidence potentiel en cas de rupture)	>6 m (6)	3–6 m (4)	1–3 m (2)	<1,0 m (0)
Nombre de personnes à risque	>1 000 (12)	100–1 000 (8)	100–10 (4)	10 (0)
Dommages potentiels sur les bâtiments, les infrastructures, l'environnement, etc.	Importants (12)	Modérés (8)	Peu importants (4)	Négligeables (0)

Tableau 9.4 Notes de catégorisation de risque de digue

Note de catégorisation totale	Catégorie de digue
0–6	I
7–18	II
19–30	III
31–36	IV

Le niveau d'investigation et de conception à envisager par la suite peut être déterminé de la manière suivante :

- pour les ouvrages les plus simples et pour lesquels le risque est le moins élevé, les conceptions peuvent être vérifiées et modifiées par un membre de l'équipe de maîtrise d'œuvre, à l'exclusion du responsable de la conception. Les calculs peuvent être vérifiés directement ou moyennant une comparaison avec les ouvrages similaires situés à proximité ;
- pour des ouvrages plus conséquents, les conceptions peuvent être vérifiées et modifiées par une personne de la même entreprise que le concepteur, à condition toutefois qu'elle ne soit pas responsable de la conception ou qu'elle ne fasse pas partie de l'équipe de maîtrise d'œuvre. Les calculs peuvent être vérifiés directement ou moyennant leur comparaison avec des calculs indépendants ;
- pour les digues au risque le plus élevé, les conceptions peuvent être vérifiées, de manière indépendante, par un organisme tiers. Cet organisme doit procéder à ses propres calculs, de manière indépendante, aux fins de vérification de l'acceptabilité des ouvrages représentés dans les plans de construction.

Par exemple, dans les directives nationales allemandes (DWA, 2011), un processus de classification des risques détermine la catégorie géotechnique de l'Eurocode (Eurocode 7) dans laquelle se situe la digue et, en fonction de cette catégorie, la portée et le coût des investigations sont définis.

Le niveau d'investigation, de vérification ou d'inspection peut également être ajusté en fonction de la nature des travaux entrepris sur la digue. Dans le cas des digues existantes, de simples réparations ou modifications peuvent ne pas induire de modification substantielle de leurs caractéristiques morphologiques, hydrauliques ou géotechniques. Les actions de vérification peuvent alors être moins détaillées que dans le cas de la conception d'une nouvelle digue.

Si un tel système devait être adopté, la production d'une documentation adéquate du processus de conception, établissant clairement les objectifs de la conception, les hypothèses et la méthode envisagée, constituerait un aspect essentiel du processus de vérification et de validation (cf. section 9.3). Ledit processus de vérification et de validation est parfois dénommé « certification », ce qui ne signifie pas qu'il constitue une garantie de la performance de la digue pour des tiers. Les différentes méthodes de vérification, de validation et de certification décrites à l'encadré 9.4 sont en cours d'adoption dans les pays participant à la rédaction du présent guide.

Encadré 9.4

Méthode de conception de digue ou de certification par le concepteur dans différents pays**France**

Il n'existe pas de certification en tant que telle, en France, pour la conception des digues ou pour les ingénieurs impliqués dans leur conception. Néanmoins, pour certains types de missions relatives aux digues (et aux barrages), un agrément officiel des sociétés d'ingénierie par le ministère de l'Environnement est nécessaire. Les interventions sur les digues (et les barrages), qu'il s'agisse de nouvelles constructions ou d'une modification des ouvrages existants, doivent de plus être autorisées par les services déconcentrés de l'État au regard de la loi sur l'eau. Cette autorisation est délivrée à l'issue d'un contrôle technique réalisé par l'administration compétente assistée, pour les ouvrages les plus importants, par un pôle national d'experts techniques.

La réglementation française sur les barrages et les digues est fondée sur le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007. L'ordonnance du 29 février 2008, modifiée le 16 juin 2009, définit les actions que les responsables de digue sont tenus d'effectuer et dont ils doivent rendre compte aux services de contrôle de l'État. Pour certaines de ces actions, seules des sociétés d'ingénierie agréées, des entreprises indépendantes ou des services bien identifiés du gestionnaire de digues, sont habilités à intervenir. Il peut s'agir d'évaluations et d'analyses des risques, de contrôles de la conception et d'inspections des travaux. Les études de conception et l'inspection des travaux réalisés doivent être effectuées par la même société d'ingénierie agréée.

Les agréments sont octroyés aux sociétés d'ingénierie selon cinq catégories de digues et de barrages (petits barrages et petites digues et tous types d'ouvrages hydrauliques y compris les grands barrages) et de missions (instrumentation et analyse des données collectées, études, études et travaux). L'ordonnance du 18 février 2010 définit les différentes catégories et modalités d'agrément. La liste des agréments (comportant le nom des sociétés d'ingénierie, le type d'agrément et sa durée de validité) est précisée environ une fois par an par des ordonnances distinctes. Les agréments, délivrés pour une durée maximale de cinq ans, peuvent être suspendus et révoqués en cas de déficience.

Royaume-Uni

Le contrôle réglementaire de la conception des grands barrages-réservoirs (barrages d'une capacité de plus de 25 000 m³) est effectué par un comité d'ingénieurs agréés dont la composition est déterminée sous la responsabilité du gouvernement. Au Royaume-Uni, il n'existe aucun système de certification s'appliquant à la conception des digues, pour lesquelles le risque est considéré comme faible. Les entreprises intervenant sur la conception des digues sont toutefois sélectionnées selon des procédures de contractualisation rigoureuses, telles que celle de la Environment Agency. Ces procédures sont destinées en particulier à vérifier les capacités techniques des entreprises.

La Environment Agency assure la construction, l'entretien et la gestion d'un grand nombre de digues et d'autres dispositifs de défense contre les inondations, et joue aussi un rôle de premier plan dans le soutien aux autorités locales. Les dispositifs de défense contre les inondations comprennent les barrages des usines marémotrices, les stations de pompage, les murs de protection contre les inondations et les digues. La Environment Agency suit et rend compte de l'état de ses propres ouvrages et des ouvrages de tiers, par une approche basée sur le risque, et au regard d'objectifs prédéterminés. À ce jour, au Royaume-Uni, des défaillances structurelles en nombre limité ont été constatées sur les digues.

États-Unis

Il n'existe aucune exigence légale ou réglementaire en matière de certification des digues aux États-Unis. Toutefois, la clause 44 CFR 65.10 du Code of Federal Regulations (FEMA, 2000) spécifie les conditions minimales qu'une digue doit satisfaire, et continuer de satisfaire, en matière de conception, d'exploitation et de maintenance pour être réputée apporter une protection contre l'événement de référence, événement centennal pris en compte pour l'établissement de la carte d'aléas utilisée pour définir les tarifs d'assurance (Flood Insurance Rate Maps [FIRM]). Les digues sont reconnues (accréditées) par l'Agence fédérale de gestion des crises (Federal Emergency Management Agency, FEMA) en fonction des données et de la documentation fournie par la population concernée ou par son représentant légal. La certification, au titre de la clause 44 CFR 65.2(b), apporte la garantie que les informations soumises sont suffisamment précises et conformes aux règles de l'art.

La documentation de la digue doit être certifiée par un ingénieur agréé et accompagnée de plans conformes à l'exécution des travaux. Elle doit comprendre les éléments suivants :

- la définition de la revanche, qu'il s'agisse de digues fluviales ou des digues côtières ;
- la conception des dispositifs de fermeture montrant que l'ensemble des ouvertures sont munies de dispositifs de fermeture, que ceux-ci sont conçus conformément aux règles de l'art et qu'ils constituent un élément structurel du système d'exploitation de la digue ;
- la protection de remblai qui doit être telle qu'aucun signe d'érosion ne soit détectable à la suite d'un événement de référence ;
- les analyses de stabilité du remblai et des fondations, évaluant les percolations en réponse à des événements de référence, en précisant les hauteurs, durées et étendues des écoulements, ainsi que tout autre facteur influant sur la percolation et la stabilité ;
- une analyse de tassement évaluant la perte de revanche et montrant qu'une revanche minimum sera maintenue ;
- une analyse du système de ressuyage identifiant la (les) source(s) d'inondation et montrant les hauteurs d'eau sur la zone exposée ;
- les plans de gestion et d'entretien et les justificatifs de leur mise en œuvre sous l'égide d'un organisme agréé et de son adoption officielle par cet organisme. Pour cette adoption, le vote d'une instance décisionnelle est généralement requis.

L'évaluation du FEMA a uniquement pour but de définir les zones exposées à l'aléa inondation, et ne porte pas sur le comportement de la digue au cours d'un événement. Toute digue accréditée est enregistrée par le FEMA comme apportant une protection contre les événements de référence dans le dispositif FIRM.

9.2.5 Rôles et responsabilités

La présente section est axée sur les rôles et responsabilités, et non sur les différents types d'organismes, de nombreuses variantes étant possibles. Par exemple :

- les organismes gestionnaires de digues peuvent également employer des concepteurs et des responsables de projet ;
- les entreprises de travaux peuvent prendre en charge la conception et la gestion du projet en plus de la réalisation des travaux.

Il est fondamental, pour le parfait achèvement des travaux que les rôles et les responsabilités en matière de conception et de construction aient été clairement définis. Les gestionnaires doivent évaluer les besoins associés à leur projet, clarifier les rôles et les responsabilités et établir des modalités de communication efficaces. Le travail est généralement organisé de la manière suivante :

- le **gestionnaire de la digue** est tenu d'assurer l'information du public, en étroite collaboration avec le maître d'œuvre et le responsable de projet, sur le financement, le programme et l'état d'avancement du projet ;
- le **maître d'œuvre** est en principe responsable des aspects techniques du projet et travaillera en étroite collaboration avec le gestionnaire de digues pour répondre correctement aux aspirations de la population dans le cadre du processus de conception ; il peut également être chargé du contrôle du respect des exigences contractuelles par le constructeur, y compris les dessins techniques et les spécifications ;
- le **responsable de projet** doit posséder des connaissances et une expérience suffisantes dans un grand nombre de disciplines en rapport avec la gestion de projets : maîtriser les processus de construction, l'identification, l'analyse et la gestion des risques, et savoir gérer des exigences parfois contradictoires ;
- le **constructeur** est responsable du respect de la conception et des spécifications définies par l'équipe de maîtrise d'œuvre ; si la qualité du management global du projet est d'une importance capitale pour sa réalisation dans les délais, chacun des membres de l'équipe doit par ailleurs être au fait des missions particulières qui lui reviennent et contribuer en conséquence à la réussite du projet.

Un exemple de répartition des rôles et des responsabilités est fourni au tableau 9.5. La taille des équipes de conception et de construction variera en fonction de l'ampleur et de la complexité du projet. Outre le personnel mobilisé en géotechnique, en hydraulique, en génie civil et en gestion de projet, d'autres spécialistes, tels que les géologues, hydrogéologues, sismologues et géomorphologues, sont couramment sollicités. Des architectes paysagistes, des archéologues, des ingénieurs environnementaux et des spécialistes de l'écologie sont également susceptibles d'intervenir. La portée de l'implication de ces spécialistes dépendra de l'ampleur, de la complexité et de la nature du projet.

Le gestionnaire et l'équipe de maîtrise d'œuvre doivent également prévoir une implication adéquate de constructeurs expérimentés aux différents stades du projet. L'importance du rôle de ces derniers dans les projets de digue est de plus en plus reconnue en raison de problématiques telles que l'accès au site et la proximité de l'eau, susceptibles d'influer sur le choix du type d'installation (sur terre ou sur l'eau), les sources de matériaux de remblai, ainsi que les questions de contraintes et de risques propres aux digues (cf. sections 10.2 et 10.3). L'intervention d'un constructeur expérimenté est également susceptible d'aider l'équipe à estimer et à comparer les coûts approximatifs des différentes options envisagées, à identifier les problèmes de sécurité ou d'impact environnemental liés aux travaux, et à évaluer les accès au chantier, le but étant, eu égard à l'ensemble de ces aspects, de limiter les événements imprévus au cours de la construction (cf. encadré 9.5).

Encadré 9.5

Implication précoce d'une entreprise de construction dans la conception

Un nombre significatif de projets de construction de digues a souffert d'imprécisions, de modifications contraintes des plans et d'une augmentation des coûts du fait d'échanges insuffisants entre concepteurs et constructeurs. L'intervention d'un constructeur à un stade précoce d'un projet aux États-Unis s'est avérée particulièrement bénéfique en matière de respect des délais et du budget. L'entreprise a assisté le maître d'œuvre dans le choix du tracé et des matériaux les plus intéressants au vu des conditions du marché local. L'entreprise a également organisé les opérations de manutention et de réception des matériaux, lui permettant de disposer d'un lieu de stockage à proximité du site, réduisant ainsi les risques de problème logistique. Ceci n'aurait pas été possible sans l'intervention de l'entreprise à un stade précoce de la conception.

Tableau 9.5 Fonctions et responsabilités relatives aux projets de digues

Responsabilités dans le projet	Rôle des différents acteurs du projet			
	Gestionnaire de la digue	Maître d'œuvre	Responsable du projet	Constructeur
1 Pré-conception (identification des besoins)				
Définition des objectifs et niveaux de performance conformes aux exigences du projet et aux aspirations de la population	✓			
Examen des questions de durabilité et de coût, pour toute la durée du projet, y compris la gestion, l'exploitation et la maintenance	✓			
Organisation de réunions publiques et réponses aux préoccupations du public	✓		✓	
2 Étude préliminaire				
Gestion du financement et évaluation de la rentabilité du projet	✓		✓	
Validation des objectifs du projet et des niveaux de performance définis par les parties prenantes (privées ou publiques)		✓	✓	
Définition d'options envisageables, en vue de leur examen	✓	✓	✓	
Caractérisation du site et définition des hypothèses de conception et du rapport d'étude préliminaire		✓		
Préparation de l'évaluation du risque d'inondation et des rapports d'étude d'impact sur l'environnement		✓		
Préparation des esquisses et évaluation des alternatives		✓		
Définition d'une ou plusieurs options préférentielles		✓		
Organisation de réunions publiques et adoption de la solution retenue	✓	✓	✓	
Mise en œuvre, le cas échéant, des procédures réglementaires	✓	✓	✓	
3 Conception détaillée				
Conduite des investigations supplémentaires requises, le cas échéant, pour la conception détaillée		✓		
Appel à la contribution d'entreprises compétentes et expérimentées	✓	✓	✓	
Élaboration du programme de l'opération		✓		
Élaboration des calculs techniques et des rapports techniques basés sur l'expérience		✓		
Élaboration des dessins techniques, des spécifications, de la documentation et des rapports		✓		
Négociation des marchés de travaux	✓	✓	✓	

Responsabilités dans le projet	Rôle des différents acteurs du projet			
	Gestionnaire de la digue	Maitre d'œuvre	Responsable du projet	Constructeur
4 Construction				
Contrôle du respect de la législation et des procédures réglementaires	✓	✓	✓	✓
Supervision et suivi des travaux		✓	✓	✓
Réalisation du projet dans le respect des délais et du budget		✓	✓	✓
Production de dessins techniques conformes à l'exécution et aux données de construction		✓	✓	✓
Production du manuel de gestion et d'entretien		✓	✓	
5 Exploitation et maintenance				
Finalisation et mise à jour du manuel de gestion et d'entretien	✓	✓		
Contrôle de la réalisation des objectifs à long terme du projet	✓	✓		
Maintenance de l'ouvrage à l'aide du manuel de gestion et d'entretien	✓			

Note :

- 1 Toutes ces étapes ne seront pas requises pour tous les projets.
- 2 Les rôles, décrits dans le tableau à titre indicatif, sont susceptibles de varier en fonction des conditions de conception et de construction.

9.3 ÉTABLISSEMENT DES RAPPORTS ET DOCUMENTATION

La gestion des informations, pendant tout le cycle de vie d'une digue ou d'un système d'endiguement, constitue un aspect essentiel pour la performance de ces ouvrages sur le long terme. Historiquement cependant, les informations n'ont pas toujours été correctement acquises, enregistrées, conservées ou archivées. Des informations pertinentes, par conséquent, ne sont pas toujours disponibles, ce qui peut nuire à l'efficacité, voire aboutir à des conséquences catastrophiques. Une rupture de la digue est par exemple susceptible de se produire à un emplacement où de précédents événements avaient menacé de la déstabiliser mais sans que ces informations n'aient été consignées, ou sans que ces données n'aient été conservées.

La gestion des données constitue un aspect majeur du processus de conception des digues. Des exemples de données dont la production peut être requise à chaque étape de la conception sont fournis au tableau 9.6 qui renvoie par ailleurs aux chapitres dans lesquels chaque point est abordé en détail.

Tableau 9.6 Consignation des informations au stade de la conception

Étape de conception	Données utilisées au cours de la conception	Section correspondante	Données produites/réactualisées (toutes discutées au chapitre 9.3)
Pré-conception (identification du besoin)	Enregistrements et rapports historiques d'inondation	7.1.6	Rapports d'analyse du risque d'inondation
	Rapports d'évaluation de l'état des ouvrages	5.3	Programme de l'opération faisant état des critères de conception tels que conditions hydrauliques, conditions de terrain, paramètres géotechniques, etc.
	Manuel de gestion et d'entretien	4.1	Registre des risques
	Enregistrement des performances	5.6	
	Rapports et données archivées	5.6	

Étape de conception	Données utilisées au cours de la conception	Section correspondante	Données produites/réactualisées (toutes discutées au chapitre 9.3)
Études préliminaires	Données et rapports historiques d'inondation	7.1.6	Programme de l'opération réactualisé
	Rapport d'étude bibliographique et registre des risques	7.1.6	Rapport d'études préliminaires (rapport d'évaluation des options)
	Rapport d'étude géotechnique préliminaire, le cas échéant	7.1.6	Registre des risques réactualisé
	Rapports d'évaluation de l'état des ouvrages	5.3	
	Rapports d'analyse des risques	9.3.1	Rapports d'analyse du risque d'inondation
	Rapport de présentation du programme de l'opération	9.3.4	
Conception détaillée	Rapport de présentation du programme de l'opération réactualisé	9.3.2	Rapport de projet
	Rapport d'avant-projet	9.3.4	Dessins techniques
	Rapport d'études géotechniques de conception, incluant le rapport d'étude documentaire et d'interprétation géotechnique	9.3.3	Spécifications techniques
	Registre des risques	9.3.1	Registre des risques réactualisé
Étape de la construction	Rapport de projet	9.3.4	Mises à jour conformes à l'exécution
	Dessins techniques	9.3.5	Rapport de projet
	Spécifications techniques	9.3.5	Spécifications techniques et dessins techniques
	Manuel de gestion et d'entretien	9.3.6, 4.1	Rapports journaliers (y compris le registre des risques)
	Spécifications d'instrumentation et de surveillance	9.3.5, 9.16.2	Rapport de contrôle de la construction
	Rapport d'études géotechniques de conception, incluant le rapport d'étude documentaire et d'interprétation géotechnique	7.1.6	Demandes d'informations
	Registre des risques	9.3.1	Examen des ordres de modification
Étape de gestion et d'entretien (apports de conception)	Manuel de gestion et d'entretien	9.3.6, 4.1	
	Rapports d'évaluation de l'état des ouvrages	5.3	Archive des rapports historiques
	Rapports archivés et conformes à l'exécution	9.3.5, 9.3.6, 9.16	Mises à jour régulières du manuel de gestion et d'entretien, y compris les données de réparation, etc.
	Rapport d'études géotechniques de conception, incluant le rapport d'étude documentaire et d'interprétation géotechnique	7.1.6	Données de performance
	Rapport de conception	9.3.4, 10.1	
	Dessins techniques	9.3.4, 10.1	
	Spécifications techniques	9.3.4, 10.1	
	Rapport de surveillance de la construction	10.1	

Le processus de conception débute une fois établi qu'une modification est nécessaire ou qu'elle est de nature à servir l'intérêt général. La décision de modification est prise, en principe, sur la base des informations recueillies et consignées dans divers rapports. Au fur et à mesure de l'avancée du processus de conception, des informations supplémentaires seront recueillies, examinées et ajoutés aux informations existantes. Il importe dans ce cadre d'assurer une gestion scrupuleuse des données et de respecter le principe fondamental selon lequel toute perte d'information doit être évitée. Des répertoires de données et des procédures doivent être instaurés à un stade précoce du processus de conception de tout projet, afin d'en garantir la cohérence et la continuité.

Tous les rapports mentionnés au tableau 9.6 ne seront pas disponibles ou nécessaires pour tous les projets. C'est le cas notamment des projets pour lesquels seuls des travaux mineurs sont requis. De la même manière, si certains rapports sont requis en application des codes de conception (tels que les Eurocodes) ou parce que leur production est considérée comme la preuve de bonnes pratiques, ils peuvent ne revêtir qu'une forme sommaire et succincte.

Des exemples de rapports et de documents dont la production relève des bonnes pratiques en vigueur sont présentés dans la présente section :

- registre des risques ;
- programme de l'opération ;
- investigation de site ;
- rapports d'avant-projet et de projet ;
- dossier de consultation des entreprises (plans et spécifications techniques) ;
- manuel de gestion et d'entretien.

9.3.1 Registre des risques

Le registre des risques est un document « vivant » dans lequel sont recensés les risques afférents au projet de digue (en matière de délais, de coûts, de qualité, de sécurité, d'impact environnemental, etc.). Ce document fait l'objet de révisions tout au long des processus de conception et de construction. Les risques liés à la construction et leurs modalités de consignation dans un registre des risques sont décrits en détail à la section 10.1.3. Un point essentiel au cours de la conception est de tenir l'équipe ou les responsables des différentes disciplines informés des modifications des risques ou de l'ajout de nouvelles catégories de risque. C'est le cas en particulier si les risques concernent plusieurs disciplines à la fois et si, de ce fait, une coordination est nécessaire. Les risques doivent en outre être recensés, éliminés, atténués ou minimisés dans le respect des bonnes pratiques. Le registre des risques est à même de faciliter ce processus, en évitant que des risques soient ignorés, négligés ou omis.

9.3.2 Programme de l'opération

Le programme de l'opération est un rapport préliminaire dont l'intitulé varie selon les pays et les circonstances et qui rassemble les données disponibles, identifie les contraintes, définit les objectifs, caractérise le site et précise les critères de conception. Si des investigations et des évaluations ont été conduites, une synthèse de leurs conclusions sera présentée dans le rapport de présentation du programme de l'opération. Ce rapport est un document vivant, qui pourra être mis à jour au fur et à mesure de l'apparition de nouvelles contraintes et du recueil de nouvelles données.

Le programme de l'opération est important pour la cohérence du projet et permet de garantir le caractère efficient et explicite de la vérification et de la révision des hypothèses. Il facilite la vérification des informations relatives au projet, à n'importe quel stade de la conception, ainsi que l'utilisation d'informations cohérentes pour chaque option proposée et ce, à toute étape de la conception grâce à la réactualisation des données. Le programme de l'opération permet d'éviter toute incertitude quant aux critères de conception et d'établir clairement les responsabilités de chacun. Il permet aussi de réduire les risques d'erreur, de travaux inadéquats, de surcoûts, de dépassement de délais et il réduit aussi le risque d'oubli des situations et des risques pris en compte au stade initial du processus de conception.

Une fois les investigations et les évaluations sur le site menées à bien et intégrées au projet, le programme initial de l'opération doit être mis à jour et finalisé, après quoi des calculs détaillés sont entrepris par l'équipe de maîtrise d'œuvre. Ceci réduit le risque de travaux inadéquats dans la mesure où le programme définitif de l'opération correspond à une validation des principales hypothèses et objectifs de calcul. Il convient de veiller à la traçabilité des versions de ce document, afin d'éviter que la conception soit réalisée sur la base d'informations anciennes ou obsolètes. Le programme de l'opération ne remplira véritablement son rôle que si les critères de conception y sont clairement définis, si son accessibilité est assurée, s'il peut être aisément mis à jour et s'il conserve sa pertinence en cas de changement de situation au cours du processus de conception (cf. la liste de vérification du rapport de présentation du programme de l'opération au tableau 9.7).

9.3.3 Rapport d'investigation de terrain

Les investigations de terrain permettent de produire des données d'entrée pour le processus de conception. Les données géotechniques proviennent habituellement des rapports exploités dans le cadre d'une étude documentaire (données historiques compilées), des rapports d'essais (résultats des essais sur site ou d'échantillonnages et d'essais de laboratoire, habituellement fournis directement par le bureau d'études en charge des investigations géotechniques) et des rapports d'interprétation (interprétation des conditions de terrain et des paramètres de conception géotechnique assurée, selon le cas, par le bureau d'études en charge des investigations géotechniques, par un conseiller géotechnique spécialisé ou par le maître d'œuvre). Les essais et leurs interprétations peuvent être compilés dans un seul rapport. De la même manière, les hypothèses sur les actions hydrauliques requises pour la conception seront produites *via* les études hydrauliques. Ces données peuvent être déduites de l'analyse des données historiques ou de l'exploitation de modèles hydrauliques. Les valeurs caractéristiques des actions et des paramètres peuvent alors être exploitées, au cours du processus de conception, en association avec les facteurs de sécurité ou les coefficients partiels. Les détails de la totalité du processus d'investigation de site mis en œuvre aux fins d'élaboration d'un modèle conceptuel de terrain sont fournis au chapitre 7, chapitre qui couvre les méthodes d'investigation, d'échantillonnage et d'essai, d'analyse et de modélisation.

Les concepteurs font souvent appel aux services d'un bureau d'études spécialisé pour la conduite des travaux de caractérisation du terrain au nom du propriétaire de la digue. Ces travaux consistent en général essentiellement dans des investigations géotechniques, mais ils peuvent également comprendre le recueil de données topographiques, bathymétriques, hydrauliques et géomorphologiques. Le maître d'œuvre se chargera ordinairement d'interpréter les données brutes issues des investigations ou d'autres travaux de caractérisation. Si tel n'est pas le cas, une compréhension parfaite des objectifs, de la portée et de la finalité du projet de digue par les personnes en charge de la délimitation du périmètre et de l'interprétation des données de caractérisation de site sera nécessaire. La supervision des investigations de site, des essais de terrain et de l'installation des instruments de suivi relève de la responsabilité du maître d'œuvre. Les investigations en question sont au demeurant susceptibles de donner lieu à la production de précieuses données de référence pour la construction et de mettre en évidence des problématiques spécifiques au site. Si des conditions imprévues apparaissent au cours de ces opérations de terrain, le maître d'œuvre devra modifier la portée des travaux d'investigation. En amont des calculs de dimensionnement, il devra vérifier la pertinence des paramètres caractéristiques obtenus. Le processus d'interprétation requiert de l'expérience, des connaissances et du bon sens : les modèles de sol et les paramètres de conception qui en résulteront formeront la base des calculs de dimensionnement et influenceront directement sur la composition de l'ouvrage et, à terme, sur la performance – et sur le risque de défaillance – de la structure de la digue.

Encadré 9.6

Importance de la validation des données

De nombreux deltas et estuaires dans le monde sont sujets aux inondations, et ce en partie en raison du tassement naturel continu des sols de ces vastes zones. Dans ces conditions, le tassement généralisé peut conduire à ce que les données altimétriques ne soient pas fiables. Il peut en résulter une certaine incertitude quant au degré de réduction des risques que peut procurer une digue.

Dans le cadre de la reconstruction des digues détruites par l'ouragan Katrina aux États-Unis, l'US Army Corps of Engineers a particulièrement mis l'accent sur la validation des données verticales. Ses investigations se sont avérées particulièrement utiles pour le maintien ou l'amélioration des niveaux de protection retenus.

9.3.4 Rapports d'avant-projet et de projet

Rapport d'avant-projet

L'avant-projet doit se référer au rapport de présentation du programme de l'opération (en supposant que celui-ci ait été produit) et intégrer ses conclusions soit en annexe, soit dans ses parties introductives. Le rapport d'avant-projet doit faire apparaître toutes les hypothèses supplémentaires relatives aux contraintes et caractéristiques du site ou aux objectifs, qui ne figureraient pas dans le rapport de présentation du programme de l'opération mais qui influenceraient sensiblement la conception. L'avant-projet comprendra généralement un exposé succinct des résultats et des calculs de l'étude préliminaire,

des dessins techniques sommaires présentant l'implantation et les sections transversales typiques de la digue, ainsi que des spécifications techniques simplifiées mettant en lumière les conditions particulières ou inhabituelles relatives aux procédures de construction et aux matériaux ou à la planification des travaux. Il importe également, si des investigations de site supplémentaires sont requises, d'y inclure des recommandations les concernant, ainsi qu'une liste des points devant faire l'objet d'études complémentaires dans la phase de finalisation du projet. Ces recommandations peuvent comprendre, notamment, des études topographiques ou bathymétriques détaillées, des actions de modélisation ou de mesure hydraulique, des études des sols supplémentaires ou des études environnementales approfondies. Une liste de vérification du contenu du rapport d'avant-projet est fournie au tableau 9.7.

Il convient ici de nouveau de souligner que le degré de précision de l'avant-projet dépendra de l'ampleur et de la complexité du projet de digue et du niveau de risque associé. En ce qui concerne les projets de digue majeurs, l'avant-projet, l'étude d'impact sur l'environnement et l'évaluation du risque d'inondation pourront être des documents importants. À l'inverse, pour de simples réparations, l'avant-projet pourra se limiter à quelques clichés de la zone problématique et à de simples croquis des solutions préconisées au regard de précédentes expériences (une solution mise en œuvre avec succès ailleurs par exemple), et à une mention des risques de construction.

L'avant-projet devra toutefois être élaboré par l'équipe de maîtrise d'œuvre (qui, une fois la conception détaillée achevée, procédera à la rédaction du rapport de projet) à chaque fois qu'une intervention sur une digue requiert une phase de conception. En l'absence d'une telle documentation, les raisons qui ont conduit à intervenir sur la digue peuvent ne pas apparaître clairement ou risquent, avec le temps, d'être oubliées, ce qui est susceptible, par la suite, de s'avérer préjudiciable voire de se traduire par l'apparition de désordres.

Rapport de projet – rapport établi après la conception détaillée

Une exigence courante des codes d'ingénierie, tels que l'Eurocode 7 (Comité européen de normalisation, 2004a), est la production d'un rapport de projet à la fin du processus de conception. Ce rapport restitue les hypothèses, données, méthodes de calcul et conclusions formulées en matière de vérification de la sécurité et de la fonctionnalité des ouvrages conçus. La nature et l'étendue des travaux envisagés doivent y être précisées. Le niveau de précision du rapport peut varier considérablement selon le type de conception.

Le rapport de projet doit se situer dans le prolongement des rapports précédents – parmi lesquels le rapport d'avant-projet –, et doit faire référence au programme de l'opération et aux rapports d'investigation de terrain, tels que les rapports d'étude des sols (y compris l'interprétation des données). Le rapport de projet doit en principe comprendre une description détaillée du site, du milieu environnant, des caractéristiques du terrain, des conditions de sol et de la construction proposée. L'ensemble des calculs, des dimensions, des dessins techniques, des spécifications, des codes et des normes correspondants doivent y figurer. Un exemple de liste de vérification du contenu du rapport de projet est proposé au tableau 9.7.

Tableau 9.7 Liste de vérification de contenu des rapports de conception

Exemple de liste de vérification de rapport de conception	Aspects devant être abordés et faire l'objet d'une mise à jour lors de l'étape suivante :			
	Rapport de présentation du programme	Rapport d'avant-projet	Rapport de projet – phase de construction	Rapport de projet – phase O&M
1 Introduction				
Introduction générale	✓	✓	✓	✓
Contexte du projet de digue	✓	✓	✓	✓
Portée et objectifs du projet	✓	✓	✓	✓
2 Description générale du site				
Configuration du site et implantation des ouvrages	✓	✓	✓	✓
Implantation des digues existantes et autres ouvrages	✓	✓	✓	✓

Exemple de liste de vérification de rapport de conception	Aspects devant être abordés et faire l'objet d'une mise à jour lors de l'étape suivante :			
	Rapport de présentation du programme	Rapport d'avant-projet	Rapport de projet – phase de construction	Rapport de projet – phase O&M
Description de la zone endiguée et parties prenantes	✓	✓	✓	✓
Données de performance (réaction de la digue aux événements historiques)	✓	✓	✓	✓
Interprétation des données des investigations de site et des études de caractérisation du site	✓	✓	✓	✓
Contraintes du site et usages actuels	✓	✓	✓	✓
3 Conditions physiques et environnementales				
Topographie et bathymétrie		✓	✓	✓
Données historiques des vents, de la houle, des marées et des courants			✓	✓
Données historiques de température, de salinité et d'humidité			✓	✓
Données historiques relatives aux précipitations, à la neige et à la glace			✓	✓
Données historiques de pollution			✓	✓
Informations relatives aux habitats et espèces protégés			✓	✓
4 Critères généraux de conception et exigences de performance				
Inventaire des biens physiques à protéger	✓	✓	✓	✓
Confirmation du niveau de réduction du risque d'inondation requis	✓	✓	✓	✓
Résumé des charges, paramètres et résistances caractéristiques pour la conception détaillée	✓	✓	✓	
Évaluation et confirmation d'autres données d'entrée et contraintes	✓	✓	✓	
Confirmation des directives pratiques de conception	✓	✓	✓	✓
Directives, normes, état de l'art de la conception			✓	✓
Périodes d'occurrence des sollicitations de référence			✓	✓
Durée de vie			✓	✓
Exigences de performance (tassement autorisé, résilience, etc.)			✓	✓
Confirmation de la catégorie de risque des ouvrages dont la conception est envisagée	✓	✓	✓	
Détail des mesures visant à garantir la résilience			✓	
Évaluation et confirmation des mécanismes de défaillance probables devant être pris en compte au cours de la phase de conception détaillée	✓	✓	✓	
Identification des calculs particuliers requis pour le dimensionnement	✓	✓	✓	
Confirmation du tracé retenu et de la forme structurelle envisagée (digue simple, ouvrage complexe avec berms et/ou structures en crête, etc.)	✓	✓	✓	
Objectifs de maintenance (par exemple, dispositifs d'accès, fréquence de tonte du gazon)				✓

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Exemple de liste de vérification de rapport de conception	Aspects devant être abordés et faire l'objet d'une mise à jour lors de l'étape suivante :			
	Rapport de présentation du programme	Rapport d'avant-projet	Rapport de projet – phase de construction	Rapport de projet – phase O&M
Actions externes (charges des véhicules, conditions de conception sismiques, charges lors de travaux urgents)			✓	✓
Exigences de performance pour les ouvrages (résistance à l'érosion pour une durée de crue donnée)			✓	✓
Confirmation des exigences de conception en cas de conditions accidentelles, extrêmes (lutte contre les inondations) et sismiques	✓	✓	✓	✓
Durabilité des matériaux constituant la structure		✓	✓	✓
Opérations de construction durables		✓	✓	✓
Avantages secondaires		✓	✓	✓
5 Critères de conception hydrauliques				
Confirmation des actions hydrauliques pour le dimensionnement (niveaux de retenue d'eau, hauteurs de vague, etc.)	✓		✓	
Définition des niveaux d'eau, des vitesses et des hydrographes			✓	✓
Définition des conditions de houle et de courant			✓	✓
Définition des conditions de franchissement			✓	✓
Définition des conditions de précipitations, de neige et de glace			✓	✓
Critères de conception géomorphologiques	✓	✓	✓	✓
6 Critères de conception géotechniques				
Définition des modèles de sol		✓	✓	✓
Définition des niveaux d'eau souterraine			✓	✓
Définition des paramètres géotechniques		✓	✓	✓
Exigences de conception pour des conditions non sismiques			✓	
Exigences de conception pour des conditions sismiques			✓	
Détermination des zones d'emprunt et des caractéristiques des matériaux de remblai			✓	
Sélection et caractérisation d'autres matériaux tels que les géotextiles			✓	✓
Identification et gestion des risques liés aux sols		✓	✓	✓
7 Considérations relatives à la construction				
Identification des problématiques de santé et de sécurité susceptibles d'affecter le chantier. Définition des principes d'identification et de gestion de ces risques pour les travailleurs	✓	✓	✓	
Hygiène et sécurité	✓	✓	✓	
Sûreté des voiries d'accès			✓	
Conception pour la sûreté de la construction			✓	
Formulation d'hypothèses relatives aux possibles méthodes et techniques de construction de telle sorte qu'elles puissent être examinées par des tiers	✓	✓	✓	
Approvisionnement en matériaux et transport jusqu'au site			✓	

Exemple de liste de vérification de rapport de conception	Aspects devant être abordés et faire l'objet d'une mise à jour lors de l'étape suivante :			
	Rapport de présentation du programme	Rapport d'avant-projet	Rapport de projet – phase de construction	Rapport de projet – phase O&M
Identification des zones d'emprunt potentielles, si l'emploi de matériaux de remblai est requis pour la construction	✓	✓	✓	
Confirmation des paramètres caractéristiques pour les matériaux de remblai	✓	✓	✓	
Prise en compte du risque d'inondation au cours de la construction			✓	
Mise à jour du registre pour tenir compte des évolutions en matière de conception, de construction, de santé et sécurité et de programme	✓	✓	✓	
8 Considérations relatives à la gestion et l'entretien				
Identification des problématiques de santé et de sécurité susceptibles d'affecter les opérations de gestion et d'entretien. Définition des principes d'identification et de gestion de ces risques pour les agents travaillant pour l'usager final	✓	✓	✓	✓
Sûreté des voiries d'accès			✓	✓
Conception pour la sûreté de la gestion et de l'entretien			✓	✓
Définition des conditions de détérioration déclenchant des opérations de maintenance pour optimiser les coûts d'intervention			✓	✓
Conception pour la sûreté des accès d'urgence			✓	✓
9 Exigences d'établissement des rapports				
Rapport de présentation du programme	✓	✓	✓	
Rapport d'avant-projet		✓	✓	
Rapport de projet			✓	
Marché de travaux (spécifications techniques, devis quantitatifs, dessins techniques)			✓	✓
Documentation conforme à l'exécution (spécifications techniques, dessins techniques)				✓
Manuel de gestion et d'entretien				✓

Le rapport de projet peut également intégrer, si nécessaire, un plan de maîtrise de la qualité de la construction. Les objectifs visés par les contrôles ou les mesures effectuées doivent également être précisés. Le rapport de projet doit être mis à jour une fois les vérifications requises effectuées au stade de la construction et les observations de terrain doivent en outre y être annexées. Les exigences du rapport de projet pour le contrôle de chantier peuvent être les suivantes :

- composants ou emplacements spécifiques de l'ouvrage à inspecter ;
- fréquences de lecture des instruments de suivi et fréquences des mesures ;
- méthodes à prévoir pour l'évaluation des données de suivi ;
- éventails de résultats escomptés ;
- définition claire des points d'arrêt ou des points critiques ;
- liste des responsables du suivi et de l'interprétation des résultats.

9.3.5 Résultats de la conception détaillée

Les plans et spécifications techniques doivent être suffisamment précis pour que les travaux puissent être correctement planifiés et que leurs coûts puissent être fixés. Les documents doivent préciser les éventuelles contraintes de planification et celles relatives à la nature ou à la portée des travaux (exigences ou réglementation environnementales, limitation des heures de travail, etc.). Les risques identifiés au cours du processus de conception et n'ayant pas été éliminés dans le cadre de ce processus doivent également être indiqués.

Dessins techniques

Les informations adressées aux entreprises de travaux publics sous la forme d'un dossier d'appel d'offres comprennent généralement une série de plans et des spécifications techniques. Les différents types de dessins techniques habituellement requis pour les projets de construction sont précisés au tableau 9.8.

Tableau 9.8 Liste de vérification des dessins techniques

✓ Emplacement et configuration du site, implantation des ouvrages, schéma des installations de chantier.
✓ Tracés des digues existantes et des autres ouvrages précisant la configuration des crêtes, des talus, des bermes et autres composants majeurs de la digue : ces plans doivent également faire apparaître les emplacements et l'implantation des contraintes identifiées pour la construction.
✓ Emplacement des couloirs autorisés pour les voiries d'accès au chantier et des zones de stockage, emplacement des zones d'emprunt potentielles et de toute zone endiguée spécifique.
✓ Sections transversales faisant apparaître le détail des digues existantes et des autres ouvrages, avec annotations précises, sur les dessins techniques, quant à savoir si les précisions fournies procèdent de constatation ou de déduction.
✓ Plans montrant les tracés des nouvelles digues et autres ouvrages précisant la configuration des crêtes, des talus, des bermes et des autres composants majeurs de la digue : ces plans doivent également faire apparaître les emplacements et l'implantation des contraintes de construction, ainsi que l'ensemble des détails relatifs aux démolitions envisagées, à l'érosion, aux drains et aux éventuels pavages.
✓ Sections transversales détaillant la composition des nouvelles digues ou des digues adaptées ou réparées, accompagnées d'informations suffisamment détaillées sur les ouvrages : ces informations doivent être fournies pour un nombre suffisant d'emplacements, aux fins d'estimation du coût et pour assurer la sécurité du chantier.
✓ Dessins techniques présentant des éléments typiques : architecturaux, paysagers, structurels, de traitements, mécaniques, électriques et d'instrumentation et de contrôle, et un certain nombre d'autres indications au besoin.
✓ Détails typiques de la construction, en plan, en coupe, en élévation, et toutes autres précisions nécessaires pour la réalisation des travaux : cela comprendra les sections transversales et des vues détaillées précisant les dimensions, les types de matériau, les implantations, les interfaces entre les différents types de matériau, les caractéristiques structurelles telles que les catégories d'acier et des coupes relatives aux murs de soutènement incorporés, aux catégories de béton, aux éléments de consolidation des structures de crête en béton, etc. Ces dessins techniques sont requis en particulier pour les transitions entre les nouveaux ouvrages et les ouvrages existants et pour les interfaces entre les différents types de structure.
✓ Dessins des sections transversales, le cas échéant, précisant les séquences et les délais de la construction : un mur de soutènement peut par exemple être construit d'une certaine manière ou selon un certain séquençage pour satisfaire aux exigences des calculs techniques. De même, les grandes digues peuvent nécessiter une construction en plusieurs étapes (par couches), afin d'éviter des contraintes excessives sur les sols des fondations pendant la construction.
✓ Emplacements au niveau desquels des études des sols et/ou des travaux de suivi supplémentaires sont requis.
✓ Vues en plan et coupes précisant l'implantation et le détail de l'instrumentation prévue pour le suivi.

Spécifications techniques

Lorsque des interventions mineures sur les digues sont envisagées, par exemple de simples réparations, l'ensemble des données de spécification requises pour la construction peuvent être fournies sous forme d'annotation des dessins techniques. Dans la plupart des cas, toutefois, les spécifications techniques des travaux feront l'objet de documents distincts. Il peut s'agir d'adaptations des documents de spécification standards (ce dont un exemple est fourni à l'encadré 9.7), mais dans la mesure où ces documents peuvent ne pas traiter des digues, le concepteur devra, au besoin, ajouter des clauses ou modifier les clauses existantes.

Les spécifications et dessins techniques sont habituellement assortis, dans les documents contractuels, des informations relatives au contrôle des travaux comprenant notamment des points d'arrêt et des points critiques. Si ces précisions peuvent être rédigées spécialement pour un projet donné, il est généralement préférable de se baser sur les spécifications standard et d'adapter celles-ci aux exigences du projet. Un exemple de ce processus est présenté à l'encadré 9.7.

Encadré 9.7
Spécifications standards américaines
(USACE/NVAFAC/AFCESA/Nasa 2011)

Certaines spécifications standards américaines sont consacrées aux terrassements et aux ouvrages associés, ainsi qu'aux longs ouvrages linéaires constitués de remblais tels que les digues. USACE/NVAFAC/AFCESA/Nasa (2011) fournissent par exemple de telles spécifications. Ces spécifications sont correctement maîtrisées tant par les concepteurs que par les entreprises de travaux, qui connaissent bien les différents types de matériels, les méthodes de dépôt et de compactage standard auxquels elles font référence. Elles sont habituellement adaptées, en fonction du projet, par l'ajout de clauses spécifiques. Le tableau 9.9 présente un extrait du sommaire des spécifications techniques figurant dans USACE/NVAFAC/AFCESA/Nasa (2011).

Tableau 9.9 **Liste de vérification du contenu de spécifications techniques**

✓ Conditions d'achat et de passation des marchés : liste des dessins techniques, instructions aux soumissionnaires, délais de remise des offres, conditions de passation des marchés.
✓ Conditions générales : présentation sommaire /portée des travaux, procédures de paiement, état d'avancement et prévision des dépenses, calendrier, procédures de soumission, procédures spéciales de projet de digue, exigences en matière de sécurité et de santé, contrôle qualité, gestion environnementale, gestion des matériaux.
✓ Conditions existantes : gestion et entretien des ouvrages existants, retrait des matériaux et restauration du site, contrôle des matériaux.
✓ Matériaux : béton, remblais, géotextiles, matériaux de maçonnerie, métaux, bois, plastiques, composites, matériaux d'isolation, matériaux de protection contre l'humidité, dispositifs de fixation, finition, matériaux spéciaux, équipements, mobilier, ouvrages particuliers, systèmes de transport, dispositifs de lutte contre les incendies, plomberie, systèmes de chauffage, ventilation et conditionnement d'air (CVCA), électricité, communications, sûreté et sécurité électroniques, réseaux, transport.
✓ Canaux navigables et ouvrages maritimes : dispositifs de manœuvre des portes d'écluse, systèmes de levage de porte, vanne segment, vannes à levage vertical, dragage, protection de chenal, construction de la digue, talus renforcé, palplanches, remblais.
✓ Processus d'intégration : conduites, lignes de fibres optiques.
✓ Traitement de matériaux et équipements de manutention : grues, appareils de levage, fluide hydraulique et systèmes électriques.
✓ Équipement de chauffage, de refroidissement et de séchage.
✓ dispositif de traitement des gaz et des liquides, de purification et de stockage.
✓ Équipement de contrôle de la pollution et des déchets.
✓ Équipement destiné à l'eau potable et aux eaux usées.
✓ Production d'énergie électrique.

9.3.6 Manuel de gestion et d'entretien

L'étape finale du processus de conception doit être celle de la production du manuel de gestion et d'entretien, dont la finalité est d'apporter une information actualisée aux responsables de la gestion et de l'entretien de la digue sur les hypothèses considérées au stade de la conception et sur les conditions de gestion et d'entretien envisagées tout au long du cycle de vie de la digue. Ce document représente un lien essentiel entre le processus de conception, la construction et la maintenance de la digue sur le long terme. Son importance, sa portée et son contenu habituels sont détaillés en section 4.1.4. Ce manuel doit être régulièrement mis à jour, en particulier après la conduite de travaux conséquents par le maître d'ouvrage de la digue et par les chargés de gestion et d'entretien. La contribution d'un maître d'œuvre sera requise chaque fois que des travaux devront s'appuyer sur une phase de conception. Les concepteurs devront en outre se reporter à ce manuel si des améliorations, des extensions ou d'autres modifications significatives sont jugées nécessaires.

9.4 IMPLANTATION ET TRACÉ DES DIGUES

Le tracé de la digue constitue le premier aspect de la conception dont l'examen et la résolution sont nécessaires, car il déterminera les caractéristiques du milieu, parmi lesquelles les conditions hydrauliques et de terrain. Une réflexion approfondie s'impose, à un stade précoce de la conception, à propos du tracé et de l'emprise de la digue, afin de ne pas se trouver dans une impasse lorsque des ajustements ultérieurs seront requis.

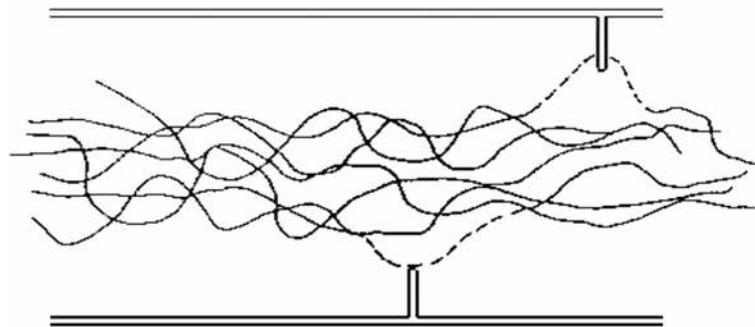
À noter que le niveau de la crête et la géométrie ne sont pas abordés, ces sujets étant traités à la section 9.5. Cependant il est probable que de premières idées soient émises en matière de géométrie, parallèlement aux considérations relatives au tracé.

9.4.1 Principes de sélection du tracé de la digue

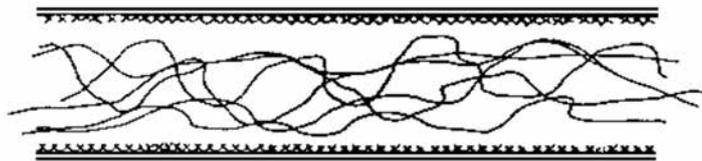
Le tracé de la digue doit être étudié tout au long du processus de conception, dans la mesure où des modifications peuvent être requises en conséquence d'études des sols supplémentaires ou de certains calculs détaillés entrepris au cours de la conception. Par exemple, une zone de sols meubles ou perméables n'ayant pas été détectée auparavant pourra être découverte au cours d'une étude approfondie des sols, et il pourra s'avérer plus économique d'éviter ce terrain que de chercher à mettre au point une solution pour le traverser.

La décision finale consistera souvent en un équilibre ou un compromis entre points positifs et points négatifs de chacun des aspects considérés – en rapport avec les coûts notamment –, ce dont il est question aux encadrés 9.8 et 9.9. Les aspects ci-dessous doivent être pris en compte dans l'examen des options et la prise des décisions relatives au tracé des digues.

- **Tracé des digues existantes** : un examen minutieux est requis pour déterminer si la digue reconstruite, adaptée ou réparée devra se cantonner au tracé existant.
- **Processus géomorphologiques** : le tracé des rivières et des côtes est sujet à des modifications naturelles (*cf.* sections 7.3 et 7.4), au regard desquelles une certaine marge doit être prévue sur tout le cycle de vie d'une digue (*cf.* figure 9.6). En cas de défenses existantes, le réaligement ou le retrait contrôlé devront faire partie des options à envisager, un espace devant être prévu pour les évolutions en plan du cours d'eau ou l'augmentation de l'énergie marine susceptibles de se produire. Pour ce qui est de positionner les défenses en retrait, la possibilité d'alternatives non structurelles, qui pourront notamment consister à exploiter une surélévation naturelle du terrain, devra être prise en compte. Il peut également être envisagé de placer les aménagements non essentiels tels que parcs et terrains de sport à l'avant de la digue.



a. Large retrait avec des épis, si nécessaire



b. Retrait modéré avec protection continue des berges et des pieds de talus



c. Chenal sinueux réaligné et confiné

Figure 9.6 **Considérations géomorphologiques relatives au tracé des digues**
(source : USACE, 1994)

- Impacts hydrauliques potentiels** : dans le domaine fluvial, si le tracé de la digue rétrécit la section d'écoulement, ceci pourra induire une augmentation des vitesses ainsi qu'une surélévation des niveaux d'eau en amont. De même, dans le domaine côtier, la largeur disponible pour la dissipation de l'énergie de la houle pourra être réduite par des alignements de digue positionnés trop près de la mer. Dans ces conditions, du fait de l'augmentation des vitesses d'écoulement ou de la force des vagues à proximité des digues, des mesures de protection contre l'affouillement peuvent s'avérer nécessaires afin de limiter l'érosion de la digue, en particulier au niveau des courbes extérieures des cours d'eau ou en haut des plages démaigries ou excessivement pentues. Dans ces situations, une modélisation peut être requise afin de prédire l'interaction entre le milieu fluvial ou marin et la digue suivant les différents emplacements où elle peut être positionnée.
- Bénéfices environnementaux** : positionner la digue en retrait et favoriser une évolution naturelle du cours d'eau ou du littoral sans impacts négatifs sur la digue, est susceptible de permettre le développement ou le maintien des habitats essentiels à la préservation de la biodiversité et des services procurés par les écosystèmes. Ceci peut inclure des bandes végétalisées le long du lit mineur ou une zone de marais salés entre une digue côtière et la mer.
- Caractéristiques du sol sous-jacent** : la performance de la digue peut être sérieusement affectée par la présence de sols meubles ou perméables. Une étude de l'ensemble des informations relatives aux caractéristiques du sol sous-jacent (cf. sections 7.7 et 7.9) est donc nécessaire au stade préliminaire de la comparaison et de la sélection des tracés, de sorte que les décisions puissent être réexaminées au fur et à mesure que des données supplémentaires sont recueillies. Les sols fragiles et compressibles ou naturellement perméables, dans l'idéal, doivent être évités, ce qui n'est cependant pas toujours possible.

- **Proximité d'un terrain élevé existant** : pour les besoins de la sélection du tracé, un terrain est considéré comme élevé s'il se situe au-dessus des niveaux de l'événement de référence. Souvent, les digues peuvent être rattachées à des terrains élevés pour en minimiser leur longueur et leur coût. Si tel est le cas, la nature du terrain élevé doit être examinée (il ne doit par exemple pas s'agir de sols hautement perméables ou d'un ouvrage qui n'aurait pas été construit aux fins de rétention d'eau tel que le remblai d'une route).
- **Matériaux de construction** : les sources potentielles de matériaux de terrassement devront être définies pour les différentes options de tracé. Outre le coût, les conditions d'accès au site doivent être prises en compte pour le trafic lié aux travaux et à l'acheminement des matériaux.
- **Aménagements existants et futurs sur le terrain** : la proximité d'aménagements existants est susceptible de limiter les possibilités de tracé, en particulier si des sites patrimoniaux doivent être pris en compte ou évités. Par ailleurs, l'occupation des terres situées derrière la digue peut être modifiée, une éventualité dont il convient de tenir compte dans l'analyse du risque d'inondation (cf. chapitres 2 et 5).
- **Géométrie de la digue (cf. section 9.5) et sûreté de la construction (cf. chapitre 10)** : si la digue dont la construction, l'adaptation ou la réparation est envisagée est positionnée à proximité de l'eau, il faut se préoccuper très tôt de savoir comment conduire les travaux de façon sûre, rapide et économique.
- **Positionnement et utilisation des déversoirs et des zones de stockage temporaire des eaux de crue** : cet aspect, propre au domaine fluvial, est susceptible d'interagir avec les autres points de géomorphologie, d'étranglement de l'écoulement, etc., abordés ci-dessus et devra également être examiné.
- **Positionnement et nature des réseaux existants** : le déplacement des réseaux (de surface, enterrés ou aériens) pourra s'avérer nécessaire en cas de construction ou de réaligement de digue.

Encadré 9.8

Exemples de conciliation d'exigences contradictoires apparaissant dans la détermination d'un tracé de digue

Digues construites à proximité d'une rivière

Les digues construites près d'une rivière protègent le maximum de biens situés dans leur voisinage mais ne laissent que peu d'espace pour les eaux lors d'un événement de crue ou une tempête. Une hauteur importante est susceptible de s'avérer nécessaire pour que ces digues puissent agir comme barrière contre les eaux de crue, ce qui entraîne un coût de construction significatif et un impact visuel majeur. Les niveaux d'eau en amont peuvent aussi s'en trouver accrus, ce qui entraîne une augmentation du risque.

Digues en retrait

Les digues en retrait permettent de ménager davantage d'espace pour l'écoulement de l'eau (de sorte par exemple que le cours d'eau puisse serpenter naturellement et que l'accumulation des eaux de crue soit facilitée). Elles peuvent également permettre des améliorations et comporter des avantages pour l'environnement (la construction d'une digue trop haute ou dont l'impact visuel est excessif peut ainsi être évitée). Les digues en retrait peuvent cependant avoir pour effet d'augmenter le niveau de risque d'inondation dans les plaines dépourvues de protection et de laisser certaines habitations ou propriétés sans défense.

Les implications en matière de coût peuvent s'avérer significatives dans la comparaison entre les deux options examinées ci-dessus, en particulier une fois les sections transversales de la digue connues pour chacune d'elles. Par exemple, en considérant l'option de la digue en retrait, la question se pose de savoir si le coût supplémentaire de l'achat de davantage de terrain et de la construction d'une nouvelle digue est compensé par le fait de disposer au final d'une digue dont les dimensions en coupe sont plus réduites, et dont la construction, éloignée du bord de l'eau, a été facilitée.

Encadré 9.9

Détermination du tracé de la digue en retrait de la rivière Feather, Sacramento, Californie

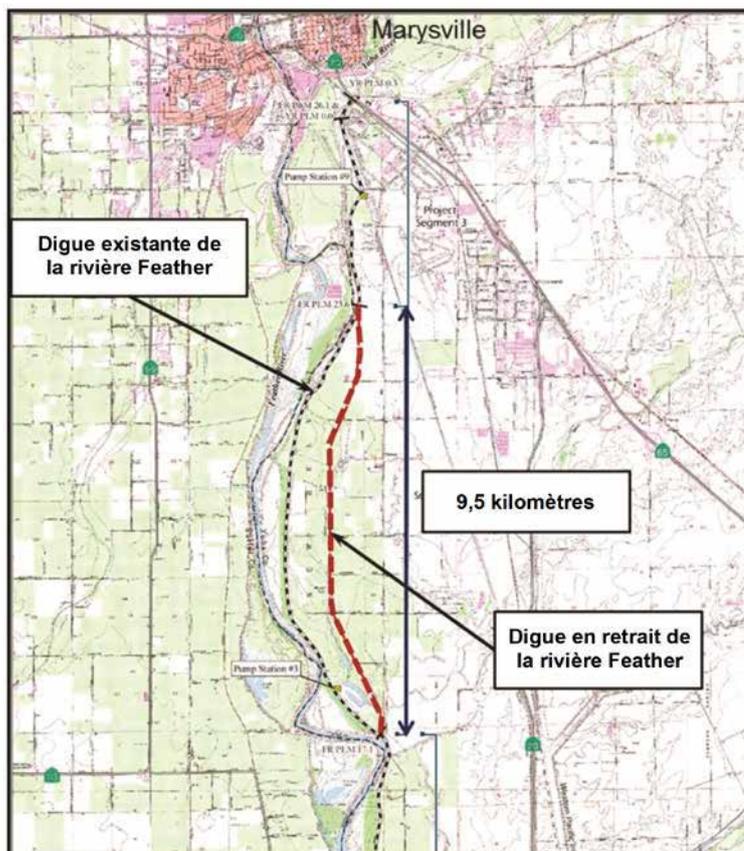


Figure 9.7 Réalignement de la digue de la rivière Feather

(source : Three Rivers Levee Improvement Authority, comté de Yuba, Californie, États-Unis)

La digue en retrait de la rivière Feather, dans le comté de Yuba, en Californie, constitue un exemple emblématique d'amélioration d'une digue comportant de multiples avantages. Cette digue, longue d'environ 9,5 kilomètres, a été positionnée en retrait à une distance moyenne de un kilomètre de l'ancienne digue réalisée il y a près d'un siècle le long de la rivière Feather. Sa construction a eu lieu entre 2008 et 2010, pour un coût approximatif de 165 M\$, à l'aide de financements locaux et étatiques. Les bénéfices de ce dispositif de protection contre les inondations, conçu pour protéger des effets d'une crue de période de retour deux-cents ans, ont été les suivants :

- construction d'une nouvelle digue sur des fondations adéquates ;
- agrandissement du lit de la rivière Feather afin d'en améliorer l'écoulement et d'éliminer tout point d'étranglement ;
- remplacement de l'ancienne digue défectueuse ;
- éloignement de la nouvelle digue de la berge soumise à l'érosion du fleuve ;
- extension de la zone inondable de 600 hectares, au bénéfice de plusieurs espèces menacées d'extinction, parmi lesquelles le faucon de Swainson, le Coulicou à bec jaune, le scarabée du sureau et le saumon quinnat.

Il s'agit d'une digue en terre d'une hauteur comprise entre 6 et 12 mètres, comportant environ 8 kilomètres de rideau d'étanchéité en sol-bentonite d'une profondeur pouvant aller jusqu'à 22 mètres, et dotée de 33 puits de décompression, de bermes de stabilisation côté terre et côté eau respectivement sur des longueurs d'environ 1 600 et 1 300 mètres.

9.4.2 Largeur de l'emprise de la digue et zones interdites de construction

Il est vivement recommandé, parallèlement à la définition du tracé de la digue, de déterminer la largeur d'emprise nécessaire (et, dans la mesure du possible, d'acquérir le terrain ou de se procurer les autorisations pour la totalité du couloir en question), et d'évaluer précisément les conséquences qu'une éventuelle sous-estimation de sa largeur pourrait entraîner (cf. encadré 9.10). La largeur de couloir de la digue peut être évaluée à l'aide des explications de la section 9.5. Le concepteur doit garder à l'esprit les points suivants :

- si la digue, en raison de son tracé ou de son emplacement, doit être construite sur des fondations inadéquates, ou avec des matériaux de mauvaise qualité (les seuls localement disponibles), une plus grande emprise pourra alors être requise, de sorte qu'un espace suffisant permette de réaliser des talus de faible pente garantissant une meilleure stabilité ou d'adopter une largeur de crête plus importante à même de faciliter les surélévations ultérieures de la digue ;
- les restrictions de la largeur de l'emprise peuvent limiter les possibilités de conception d'une digue, et signifier qu'une stabilité suffisante ne pourra pas être obtenue avec un ouvrage en terre. Des ouvrages composites, plus onéreux (les profils-types sont présentés au chapitre 3) pourront alors s'avérer nécessaires. Cela pourra impliquer (cf. section 9.5) :
 - l'acceptation de talus plus pentus que ceux recommandés, avec réduction de la stabilité en cas d'événements extrêmes ou de baisse rapide du niveau d'eau après le retrait des eaux de crue (à noter que cela est susceptible d'aller à l'encontre des normes ou des codes de pratique nationaux) ;
 - le recours à des composants structurels de nature à augmenter le niveau de crête (palplanches, murs en béton, etc.) ;
 - un emplacement des talus de la digue plus proche de la rive/plage que ce qui est considéré comme souhaitable vis-à-vis du risque d'affouillement, ce qui nécessiterait donc la réalisation de couches de protection de la surface côté eau de la digue.

Encadré 9.10

Soins requis dans l'estimation de l'emprise nécessaire pour les digues

Une autorisation a été octroyée, au Royaume-Uni, pour un projet majeur de digues, sur la base du dessin technique réalisé au cours d'une étude de faisabilité et non sur la base de résultats de calculs. La pente des talus était excessive et la crête trop étroite. En conséquence, le terrain acquis pour la réalisation du projet s'est révélé insuffisant et ce manque d'espace a engendré des difficultés majeures.

Il doit être envisagé, dans la mesure du possible, aux fins de détermination de la largeur de l'emprise pour les projets de construction de nouvelles digues ou de modification de digue, de définir l'étendue des **zones interdites de construction** au-delà du pied de la digue. Ces zones ont vocation à protéger la digue des intrusions et des dégradations, à faciliter les opérations d'inspection de la digue et l'accès à celle-ci pour les interventions d'urgence. Les activités suivantes peuvent être interdites à l'intérieur de ces zones :

- excavations, qui pourraient déstabiliser la digue ou augmenter l'érosion interne ;
- travaux de construction ;
- aménagement d'accès et stockage ;
- culture d'arbres ou d'arbustes (cf. section 4.5).

La largeur de ces zones doit être suffisante pour :

- permettre l'accès et le déplacement des équipements de surveillance et d'entretien ;
- permettre les éventuelles modifications rendues nécessaires en conséquence de changements (cf. section 9.1.7), tels que, par exemple, l'augmentation de sollicitations résultant du changement climatique, ou de nouvelles exigences résultant de la mise à jour et de l'augmentation des niveaux de performance attendus (en conséquence de changements dans l'utilisation du terrain, d'évolution de la population ou des biens matériels à protéger, etc.) ;
- empêcher que les systèmes racinaires des arbres ne causent de préjudice à la digue.

Dans les faits, en ce qui concerne les digues existantes, de telles zones, bien souvent, n'ont pas été instaurées. Cela peut en outre s'avérer impossible, *a posteriori*, en cas de restauration ou de modification de digue, d'instaurer ces zones interdites de construction, si l'emprise prévue comprend déjà de nombreux équipements, routes, bâtiments, etc., qui, par endroits, peuvent même faire partie intégrante de la digue. Le compromis adopté en la matière aux Pays-Bas a consisté à permettre que les constructions concernées demeurent si elles se situaient complètement à l'extérieur du prisme transversal minimum de la digue. Les règles françaises et américaines sont respectivement décrites aux encadrés 9.11 et 9.12.

Encadré 9.11

Règles françaises d'instauration de zones interdites de construction

En France, il est fréquent de créer des zones interdites de construction du côté terre des digues. Cela consiste, le long du fleuve de la Loire, à interdire toute construction sur une distance de sept fois la hauteur de la digue à compter du point de la structure de la digue le plus avancé (y compris tout fossé qui serait situé en pied de digue). Si cette règle n'est en réalité pas toujours respectée pour les ouvrages historiques ou existants, tous les efforts sont déployés pour l'appliquer aux nouveaux projets de construction.

Encadré 9.12

Règles américaines d'instauration de zones interdites de construction

Aux États-Unis, la distance minimale de la zone de retrait recommandée au-delà de la digue et de tout ouvrage rattaché à celle-ci doit idéalement correspondre à la plus importante des deux distances ci-dessous :

- distance séparant le point de la section transversale de la digue (ou de tout ouvrage rattaché à celle-ci le plus à l'extérieur) de la surface critique de défaillance par instabilité, augmentée de l'espace suffisant pour réaliser les réparations (cf. figure 9.8). Il convient de noter, si l'objectif est raisonnable, qu'il peut toutefois être quasiment impossible de l'atteindre en zone fortement urbanisée, où des équipements sont situés à proximité immédiate des digues, soit du fait de facteurs historiques, soit pour des raisons politiques, sociales, environnementales, etc., auquel cas le concepteur ne doit pas accepter ces autres contraintes sans concevoir d'alternative pour assurer la stabilité, la performance et la sûreté de la digue ;

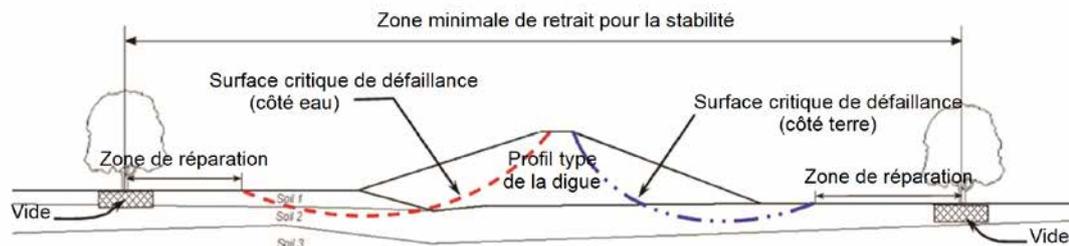


Figure 9.8 Évaluation de la stabilité pour la détermination de la limite de la zone de retrait minimale

- distance jusqu'au point le plus proche de la section transversale de la digue où le gradient hydraulique critique déterminé par une analyse des écoulements internes (cf. sections 8.3 et 9.7) est inférieur à l'objectif de valeur de conception (0,5 par exemple), ainsi que le montre la figure 9.9, augmentée de l'espace suffisant pour les réparations (cf. figure 9.9).

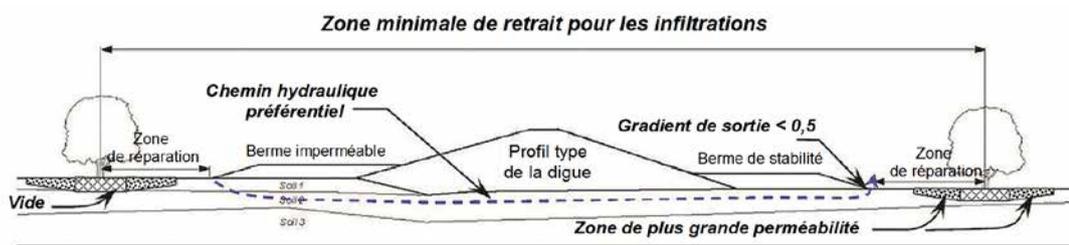


Figure 9.9 Évaluation de la stabilité pour la détermination de la limite de la zone de retrait minimale

9.4.3 Systèmes de drainage intérieur

Les préconisations détaillées sur les systèmes de drainage intérieur associés à une digue – parmi lesquels les réservoirs, les canaux, les conduites, les vannes et les stations de pompage (cf. sections 3.1.1.3 et 3.4.1.4 à 3.4.1.8) – se situent au-delà de la portée du présent manuel. Il importe néanmoins de relever, en vue de la définition du tracé et de l'implantation de la digue, que les zones situées à l'arrière de ces structures doivent souvent recevoir les eaux ayant percolé à travers la digue ou des eaux de pluie qui parviennent directement dans le système de collecte du côté terre de la digue (cf. figure 9.10). Quel que soit le type d'ouvrage utilisé pour évacuer l'eau à l'extérieur de la zone endiguée, des canaux adéquats doivent être construits pour acheminer l'eau jusqu'à ces exutoires ou ces ouvrages de contrôle, afin d'éviter toute inondation localisée. En outre, la digue agissant comme une barrière, lors des événements d'inondation, l'eau provenant du côté terre est soit stockée en vue de son rejet ultérieur par gravité, soit pompée et déversée de l'autre côté de la digue. Les capacités des tuyaux et des pompes (valeurs moyenne et de pic des débits et durées) requises pour renvoyer les eaux jusqu'à la rivière ou la mer au-dessus ou au travers de la digue sont déterminées en fonction des résultats :

- d'études du ruissellement engendré par les pluies d'orage dont il est raisonnablement permis de s'attendre à ce qu'elles se produisent lors d'une inondation (ce point n'est pas abordé dans le présent manuel) ;
- d'études des conditions d'infiltration dans le corps de la digue ou dans ses fondations (cf. sections 8.3.1 et 9.7) prévalant en situation de niveaux d'eau élevés du côté eau de la digue.

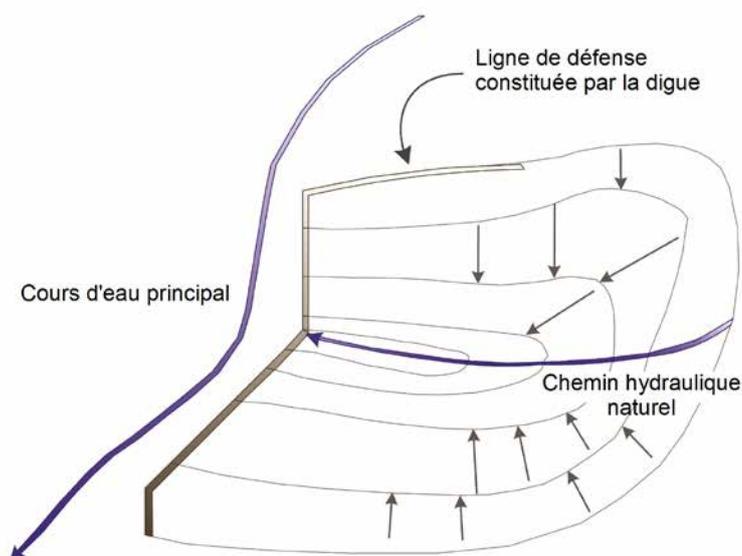


Figure 9.10 Relation de la digue et du système de drainage intérieur

9.5 GÉOMÉTRIE DE LA DIGUE

La définition du tracé (ou d'un certain nombre de tracés potentiels) de la digue aura également permis de formuler certaines idées préliminaires quant au niveau de crête et à la géométrie de la digue. L'étape suivante est celle de l'étude, de manière plus détaillée, du **niveau de crête** et de la **section type** de la digue. Le processus de définition de la géométrie de la digue sur la base des charges hydrauliques constitue un point de départ du processus de conception. La stabilité, le tassement, les infiltrations, etc., pour les caractéristiques géométriques définies, devront alors être vérifiées. Les calculs géométriques ainsi effectués devront éventuellement être modifiés, par la suite, moyennant une étroite interaction entre les concepteurs hydrauliques et géotechniques. Le processus de conception est susceptible de requérir un certain nombre d'itérations, jusqu'à atteindre l'équilibre requis entre tracé de la digue, géométrie, stabilité et résilience. Les aspects abordés aux sections 9.6 à 9.10 devront pour cela être examinés.

L'action des vagues, au-delà d'une certaine intensité, est susceptible d'affecter la conception, en termes non seulement de niveau de crête mais également de section transversale, en raison de l'incidence potentielle du talus côté eau et des bermes sur le niveau de *run-up* des vagues. C'est l'une des raisons pour lesquelles la question de l'établissement des niveaux de crête des digues côtières et fluviales est abordée séparément dans cette section, et ce, bien que celles-ci possèdent, sur le plan géotechnique, de nombreuses caractéristiques communes.

Il convient par ailleurs de déterminer si la digue doit prendre la forme d'un ouvrage seulement constitué de remblai ou d'une structure composite (en cas de contraintes sur la totalité de la largeur ou de l'emprise de la digue par exemple). Tout un éventail d'options est possible et a déjà été décrit en détail aux sections 3.2 et 3.3.

9.5.1 Établissement des niveaux de crête des digues fluviales

Les niveaux de crête des digues fluviales doivent être définis pour le niveau de réduction du risque d'inondation approprié que les analyses du risque d'inondation auront permis de déterminer (cf. sections 2.1 et 5.1), et ce outre la satisfaction de l'ensemble des autres contraintes concernées (cf. section 9.1).

9.5.1.1 Détermination de la hauteur minimale de la crête de la digue

La détermination des hauteurs minimales de la crête requiert une série de calculs et la modélisation hydraulique des débits et des niveaux d'eau d'une rivière pour tout un ensemble de périodes de retour, à l'aide des outils présentés à la section 7.3. Une fois ces informations disponibles, deux méthodes de détermination des hauteurs minimales de crête de digue peuvent être employées :

- **la méthode déterministe** : l'événement de projet déterministe peut être établi par les politiques nationales ou régionales, en fonction des caractéristiques et des facteurs définis en vertu de ces politiques. La hauteur est fixée en fonction du niveau d'eau déterminé lors de la conception en vertu d'un ratio débit-probabilité et niveau d'eau-débit, pour une probabilité d'événement donnée, en général un événement déterminé lors de la conception tel qu'une période de retour de cent ans (événement d'une probabilité annuelle de 1 %) ou d'une plus longue durée ;
- **la méthode probabiliste** : un objectif de niveau de crête de digue est d'abord établi d'après une méthode déterministe, mais en se basant sur la ligne d'eau correspondant à l'intervalle de confiance de 90 ou 95 % pour l'événement d'inondation critique (par exemple l'événement de période de retour cent ans) sur la base de calculs hydrauliques et hydrologiques uniquement. La hauteur est ensuite confirmée ou ajustée, selon une analyse de risque des débits et des niveaux d'eau de la rivière (cf. section 5.1), par rapport aux niveaux de crête et à la fragilité de la digue (cela peut prendre la forme de simulations de Monte-Carlo en intégrant, ainsi que cela se pratique dans des pays tels que le Royaume-Uni et les États-Unis, l'analyse coût-bénéfice).

9.5.1.2 Marges additionnelles de hauteur de la crête

Une fois la hauteur minimale de crête ainsi déterminée, elle peut être augmentée de différentes marges. Une vue en plan et un profil en long classiques de digue sont présentés à la figure 9.11, qui fournit une illustration de la corrélation entre profil de surface de l'eau calculé par les modèles hydrauliques et possibles hauteurs de crête de digue. Il apparaît dans le tableau que les autres influences escomptées ci-dessous doivent être prises en compte dans la détermination de la hauteur de la crête :

- modifications morphologiques (cf. section 7.3), avec le temps, du niveau du lit le long du talweg, susceptibles de se traduire par des modifications de niveaux d'eau pour les mêmes conditions de débit ;
- modifications des lignes d'eau, pour tout événement de période de retour donnée, induites par celles du débit fluvial provoquées par le changement climatique ;
- marges calculées au regard de facteurs tels que le *run-up* induit par l'action, localement, du batillage (cf. section 3.1.3.1 pour plus de précisions) ;
- marge à prévoir pour le tassement de la digue ou de sa fondation proche (au regard des charges exercées ou du poids propre de la digue) ou pour l'affaissement sous les fondations de la digue (pouvant notamment être provoqué par l'extraction des eaux souterraines ou des minéraux ou par

la décomposition de la tourbe) – le **tassement** (cf. section 9.12.1) sera largement influencé par les conditions de terrain et par le matériau de la digue et, de manière générale, moins la digue sera élevée, plus faible sera le tassement, par conséquent des hauteurs de crête moins importantes conviendront davantage pour une digue située sur un terrain mou que sur un sol dur et sec ;

- exigences locales et/ou nationales (minimales) de **revanche** : tout doublon des marges définies à ce titre avec les autres marges calculées doit être évité (cf. encadré 9.13).

Encadré 9.13

Revanche

Les digues sont traditionnellement conçues de manière à pouvoir en augmenter la hauteur, moyennant l'ajout, au-dessus du niveau de crête minimum, de ce qui est connu sous le nom de « revanche ». La définition de cette notion varie d'un pays à l'autre, dans la mesure où elle constitue un élément de conception et non pas uniquement (par exemple) la différence entre le niveau de crête et le niveau d'eau escompté au cours d'un événement d'inondation donné.

La revanche, en Allemagne, correspond à la distance verticale entre la crête côté eau et le niveau de crue de projet, égale à la somme du niveau de protection, de la surcote de la mer causée par le vent, du *run-up* des vagues et des surélévations rendues nécessaires par le tassement, par l'affaissement, par les travaux de construction de voiries, par le revêtement des joints, etc. Les données d'incertitude hydrologiques ou hydrauliques sont intégrées à celles du niveau d'eau de projet.

La revanche est généralement déterminée, aux États-Unis, au regard d'un double impératif : il s'agit d'une part de prévoir une marge d'incertitude elle-même dérivée du facteur de confiance, pour le niveau d'eau nominal et, d'autre part, de compenser les effets physiques quantifiables au moyen de calculs ou de relevés (en matière de tassement, de profondeur des fissures de dessiccation, de hauteur des vagues pour les rivières, etc.).

Un minimum d'un mètre a de tous temps été requis, par exemple, aux États-Unis, pour les digues urbaines, à la différence des digues agricoles. Une revanche nominale comprise entre 300 millimètres et 1 mètre est généralement observée au Royaume-Uni, afin de couvrir les effets de « la hauteur des vagues et du tassement ».

Cette exigence en apparence évidente peut toutefois s'avérer assez vague, et rendre difficiles des calculs rigoureux du niveau de crête de projet définitif. De plus cela peut compliquer l'évaluation adéquate des exigences s'appliquant à la digue (ces exigences sont abordées dans la présente section). Pour toutes ces raisons, et conformément à ce qui est précisé dans cette section, l'exigence d'intégration de la revanche à un projet est en train de laisser progressivement la place à l'exigence pour les concepteurs de définir les niveaux de crête de construction à partir d'une évaluation de la probabilité et des conséquences du débordement de la digue axée sur le risque, ainsi que de prévisions réalistes du comportement et de la performance de la digue (eu égard au tassement de la crête avec le temps par exemple).

9.5.1.3 Considérations au sujet des rehausses localisées

La rehausse localisée de la digue consiste en un ajustement des hauteurs de crête de digue le long de la rivière visant à faire en sorte que le franchissement initial des digues à des débits supérieurs au débit de projet soit évité aux emplacements à risque (par des hauteurs de crête « supérieures »), et qu'il se produise aux emplacements les moins dangereux (USACE, 1986) ou au niveau de déversoirs aménagés. En application de ce principe, des hauteurs de crête de digue supérieures peuvent être aménagées en tous endroits, à l'exception de ceux où un débordement initial est souhaité. Des situations plus complexes peuvent toutefois prévaloir, comme dans les exemples suivants :

- en présence de deux systèmes de digue d'un côté et de l'autre d'une rivière, l'un protégeant une zone fortement urbanisée, l'autre essentiellement des terres agricoles, une première analyse aura permis d'établir des hauteurs minimales similaires pour les deux digues. Si des marges supplémentaires sont définies, les valeurs concernées peuvent être appréciées au regard de la nécessité d'assurer un débordement d'abord au niveau de la zone agricole avant la zone urbaine. Le stockage de quantités d'eaux de crue supplémentaires ainsi générées est également susceptible de procurer un degré de protection supérieur pour la zone urbaine, en empêchant les eaux en question, pour un débit donné, d'atteindre les mêmes niveaux d'eau ;
- en présence de digues voisines mais indépendantes, une série de défaillances est possible, la défaillance d'une digue entraînant la rupture de la digue suivante, et ainsi de suite. Il peut être fait usage de ce principe de surélévation de la digue pour réduire ce risque ;
- en présence d'ouvrages incorporés tels que stations de pompage et dispositifs de drainage par gravité ou de fermeture, une hauteur un peu supérieure pourra être ménagée pour la digue sur les côtés amont et aval des ouvrages incorporés, afin d'éviter tout débordement autour desdits ouvrages ainsi que leur endommagement – *a fortiori* s'ils revêtent une valeur financière particulière. L'USACE (district de Saint-Louis), procède généralement à ce type d'aménagements avec une surélévation de la digue sur des longueurs de 30 à 50 mètres dans le voisinage des ouvrages en question.

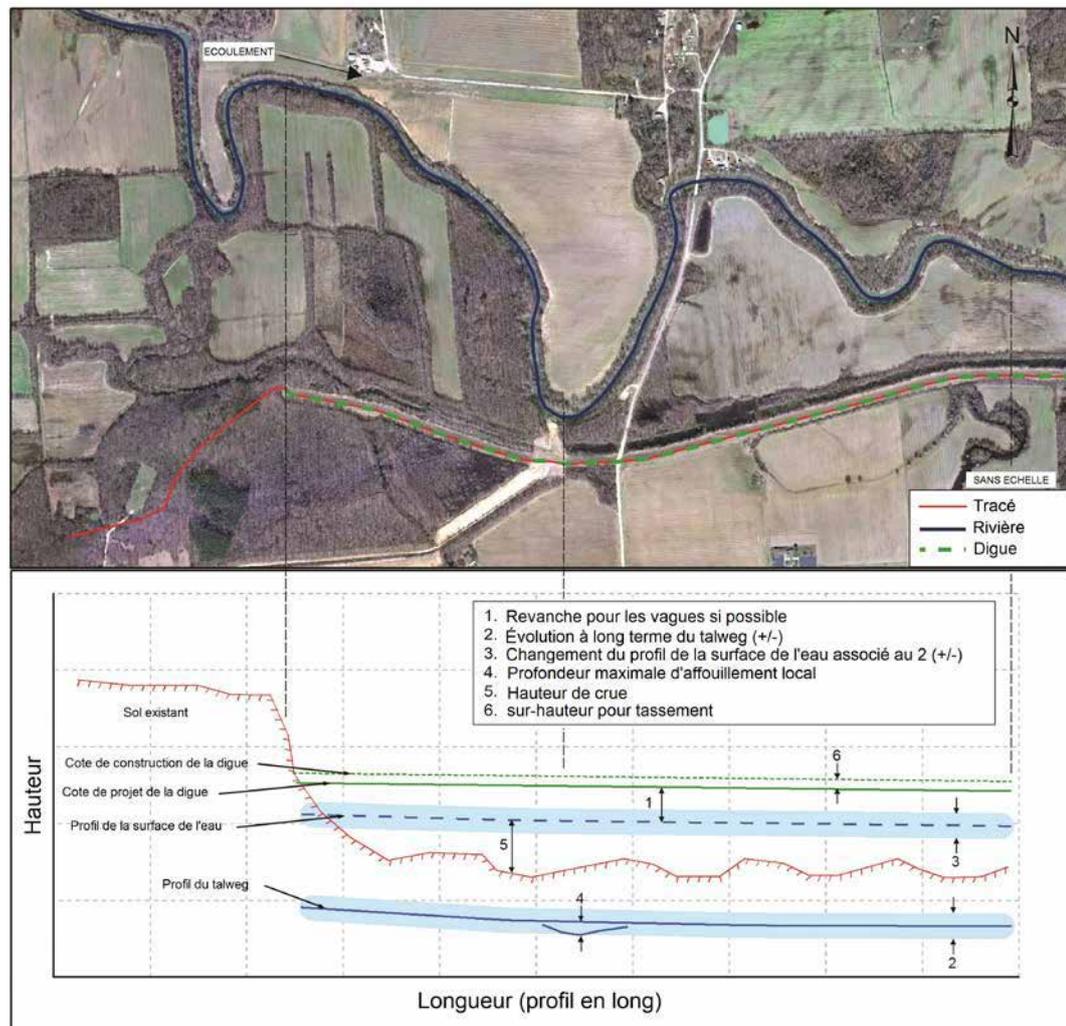


Figure 9.11 Exemple de composants à prendre en compte dans la définition des hauteurs de la crête de digue fluviale (source : B. M. Hall, USACE)

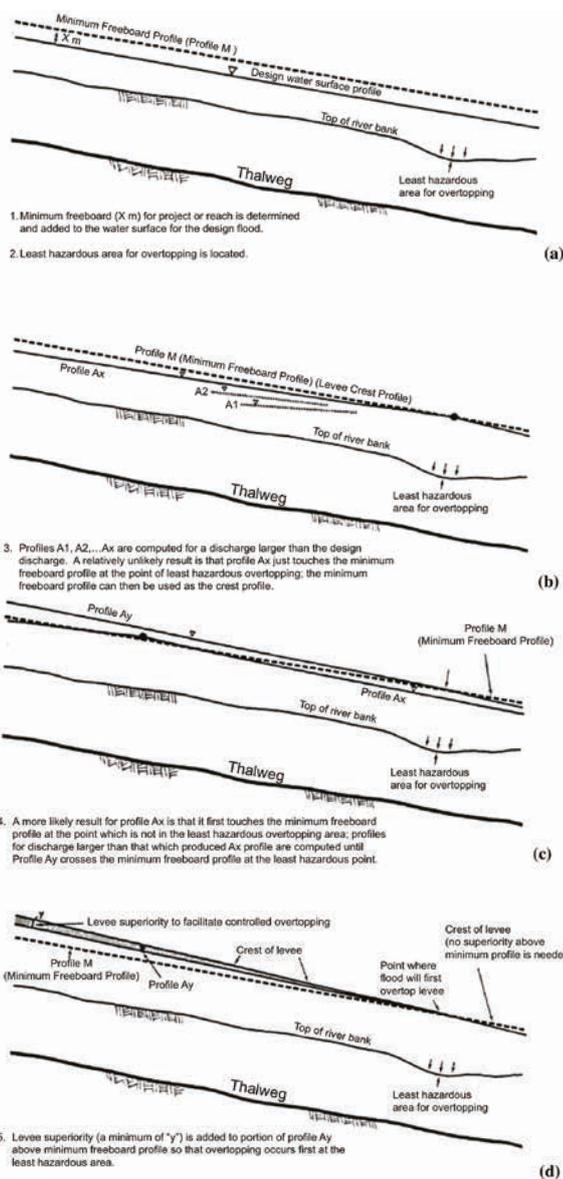
Il convient de préciser que des niveaux d'eau susceptibles de survenir en conséquence de débits légèrement supérieurs aux valeurs de débit nominales peuvent produire des effets surprenants (cf. encadré 9.14). Les bonnes pratiques en vigueur (cf. encadré 9.15) prévoient par conséquent de conduire des essais de modèle hydraulique supplémentaires pour les différents profils en long de lignes l'eau, à des niveaux supérieurs à ceux de l'événement escompté, et de faire en sorte que les hauteurs de crête de digue soient ensuite déterminées de manière à garantir un débordement uniquement aux emplacements les moins dangereux. Toutefois, la question de la robustesse du talus côté terre aux emplacements en question devra être soigneusement étudiée, dans la mesure où le rôle de cette partie de la digue sera essentiel pour garantir la résilience nécessaire lors des périodes de franchissement, aux endroits où des déversoirs appropriés (cf. section 9.14) peuvent être aménagés.

Encadré 9.14

Exemple de profil longitudinal de ligne d'eau, aux États-Unis, pour un débit supérieur au débit de projet (USACE, 1986)

Au cours d'un événement de crue important, un niveau d'eau a été mesuré, à l'extrémité aval de la digue, à 0,6 mètre au-dessus de la valeur attendue pour le débit de projet. L'inondation a donné lieu, toutefois, à un profil longitudinal plus accentué et, à l'extrémité amont de la digue, à des niveaux d'eau de 3 mètres au-dessus de la valeur attendue pour le débit de projet. Si le projet de digue avait été conçu avec une revanche constante d'un mètre plutôt qu'avec une revanche variable, une inondation ne serait-ce que légèrement supérieure à celle escomptée aurait donné lieu au franchissement de la digue à son extrémité amont, à un écoulement à grande vitesse à travers la ville, à un remplissage de la zone protégée et à un retour de l'écoulement par-dessus la portion aval de la digue.

Encadré 9.15
Utilisation de multiples profils en long de lignes d'eau pour l'estimation de la surélévation de profil de crête de digue
 (USACE, 1986)



Le profil M de la figure 9.12 correspond au profil de crête de digue minimum, à une revanche constante et au risque de submersion de la digue le moins élevé de la zone. Une fois ces données établies ; une série de profils, en long de lignes d'eau (profils A1, A2, Ax et Ay de la figure 9.12b) supérieurs au débit de projet, doit être calculée. Un de ces profils, le profil Ax, ne rejoindra le profil M que si ce point coïncide avec le point de débordement souhaité, tous les autres points le long de la courbe du profil M étant supérieurs au profil Ax, puis le profil M est établi en tant que crête de la digue. Si le profil Ax rejoint le profil M en un point autre que celui correspondant à l'endroit souhaité, des profils supplémentaires avec augmentation des débits sont envisagés jusqu'à ce que le profil Ay traverse le profil M au point de franchissement souhaité (cf. figure 9.12c). La portion de profil Ay supérieure au profil M correspond à une crête de la digue d'un niveau exactement identique à celui du début de submersion. La valeur de surélévation de la digue (cf. figure 9.12d) est ensuite ajoutée à la portion de profil Ay, au-dessus du profil M, de sorte que le débordement initial se produise uniquement à l'endroit souhaité. La hauteur ajoutée ne doit pas se traduire par une augmentation soudaine de la hauteur de la digue mais par une augmentation progressive.

Figure 9.12 **Détermination de la surélévation du niveau de crête de la digue**
 (d'après USACE, 1994)

9.5.1.4 Déversoirs

Le déversoir d'une digue fluviale peut être de deux types :

- déversoir de sécurité, conçu afin de favoriser le contrôle des situations extrêmes avec franchissement de la digue au niveau de la zone la moins vulnérable ;
- déversoir de dérivation, conçu pour détourner les importants débits de la rivière *via* un canal de contournement alternatif ou une zone sûre pour un stockage temporaire.

Les détails de ces déversoirs et de leur conception sont fournis à la section 9.14.

À l'instar de la conception de la surélévation de la digue dont il est question dans la partie précédente, les conséquences de l'inondation provoquée par l'écoulement au niveau du déversoir doivent être prises en compte dans le choix de l'emplacement d'un éventuel déversoir de sécurité. Le déversoir sera généralement situé de telle sorte que le franchissement par les eaux de crue ait lieu au niveau d'une zone d'expansion de crue peu peuplée (cf. figure 9.13a) et d'une faible valeur économique, le plus souvent entourée d'étendues naturelles surélevées ou d'autres digues. Les zones d'expansion de crue sont souvent des zones régulièrement et naturellement inondées, et si elles comprennent des habitations ou des infrastructures essentielles, la protection peut en être assurée par des défenses secondaires telles que de courtes digues locales (cf. figure 9.13b).

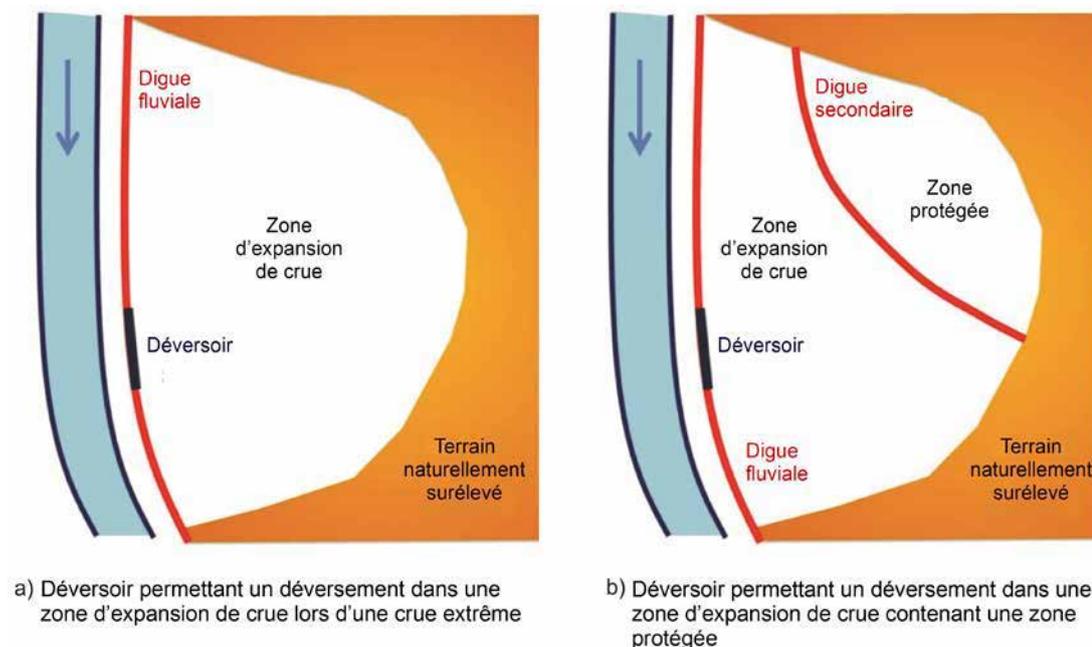


Figure 9.13 Usage de déversoirs de dérivation du débit des eaux de crue vers une zone d'extension de crue (source : Degoutte *et al.*, 2012)

Afin de maximiser l'effet de l'un ou de l'autre de ces deux types de déversoir, il importe de considérer les retombées hydrauliques du volume d'eau déversé sur le débit total du système fluvial, tant en amont qu'en aval du déversoir. Cela implique généralement une modélisation de crue, dans le but de déterminer à la fois l'impact du détournement des eaux de crue sur le débit de la rivière (cf. section 7.3.9) et sur le débit des eaux déversées dans la zone d'expansion de crue (cf. section 8.11).

Les conditions géomorphologiques influent également la détermination de l'emplacement du déversoir : la pratique veut en effet qu'un déversoir soit situé sur une portion droite d'une rivière, de sorte qu'il ne subisse pas les effets de l'érosion du lit de la rivière ou d'éventuels dépôts. Ce facteur est particulièrement déterminant pour les rivières à forte charge sédimentaire.

Le choix de l'emplacement doit également être effectué en fonction des exigences d'ingénierie hydraulique et civile relative à la conception des déversoirs, conformément aux indications plus détaillées fournies à la section 9.14.

La question du choix de l'emplacement du déversoir, en lien en particulier avec la gestion du risque d'inondation, est analysée plus en détail par Hall *et al.* (1993) et Degoutte *et al.* (2012).

9.5.1.5 Sélection finale des hauteurs de crête de digue fluviale

Le profil de crête de digue retenu est la combinaison d'un profil de crête minimum, des marges supplémentaires et des ajustements de surélévation dont il est question ci-dessus. Un exemple de modification de projet de système de digue/mur de protection conformément à ces principes est présenté à l'encadré 9.16.

Au vu des commentaires ci-dessus, l'incorporation de points bas (tels qu'un déversoir renforcé) ou « points-fusibles » (dont l'effondrement ou la rupture aurait lieu plus facilement que sur les sections environnantes) doit être envisagée.

Encadré 9.16

Analyse de l'incidence de la surélévation de la digue sur la crue aval, fleuve Susquehanna de la vallée de Wyoming, Pennsylvanie (États-Unis)

Une analyse a été entreprise afin de déterminer les retombées d'un projet de surélévation de digue sur une inondation au niveau de plusieurs sections en aval. Le système de digue de la vallée du Wyoming, dans le nord-est de la Pennsylvanie, a été submergé, en 1972, par la tempête tropicale Agnès. Une surélévation de digue a été conçue dans les années 1990, dont la construction s'est achevée en 2003. La hauteur des quelque 24 kilomètres de digue et de murs de protection a été augmentée de 0,9 à 1,5 mètre. Il a été établi, lors de la conception, que la surélévation de la digue proposée aurait pour effet d'aggraver la crue en aval pour des débits supérieurs à la capacité maximale de la digue existante de la vallée de Wyoming et inférieurs à celle du système de digue proposé. L'impact du projet a été évalué pour plusieurs communes en aval. La présente étude de cas, toutefois, se focalise sur les retombées pour la ville de Sunbury, en Pennsylvanie, située à 112 kilomètres en aval de la vallée de Wyoming, et où un système de digue/mur de protection est en place.

Le modèle DWOPER unidimensionnel en régime transitoire élaboré par le National Weather Service a été utilisé pour l'analyse du tronçon de rivière de 112 kilomètres situé entre la vallée de Wyoming et Sunbury. La modélisation a été réalisée pour un hydrogramme correspondant à un scénario de récurrence identique à celui de la tempête tropicale Agnès, à la fois pour le cas de digue existante et du projet proposé. La modélisation a fait apparaître que la surélévation de la digue entraînerait une augmentation significative des pointes de débits aval, au niveau de Sunbury, et en particulier qu'un débit de 18 600 m³/sec. (capacité maximale de la digue existante) passerait à 19 620 m³/sec. une fois les digues de la vallée du Wyoming surélevées pour contenir un débit de projet de 9 555 m³/sec.

Des études complémentaires ont été réalisées à l'aide d'un modèle unidimensionnel en régime permanent (USACE, 1990) pour le système de digue/mur de protection de Sunbury, avec un débit de projet de 19 620 m³/sec. Le profil en long de la ligne d'eau calculée a été comparé au profil optimal pour le système de protection de Sunbury, afin de déterminer si des modifications étaient nécessaires pour contenir ce débit, et une augmentation de la hauteur du mur de protection a été recommandée.



Figure 9.14 **Inscription sur une portion de mur de protection par des habitants de Sunbury, en Pennsylvanie, après qu'il les a protégés avec succès, ainsi que leurs habitations, de l'inondation provoquée par la tempête tropicale Lee, en septembre 2011**
(source : Baltimore District, USACE)

9.5.2 Détermination des niveaux de crête des digues côtières

En ce qui concerne les digues côtières, le niveau de crête sera déterminé sur la base de conclusions d'études hydrauliques, dans le cadre desquelles l'effet combiné du vent, du niveau d'eau et de l'état de la houle (*cf.* section 7.4) sera examiné, les calculs de *run-up* et de franchissement effectués et les critères correspondants définis (*cf.* section 8.2.1). À l'instar des digues fluviales, **les niveaux de crête des digues côtières** doivent être définis pour une réduction du niveau de risque d'inondation appropriée, conformément aux résultats des analyses du risque d'inondation (*cf.* sections 2.1 et 5.1), et aux fins de satisfaction de l'ensemble des autres contraintes concernées (*cf.* section 9.1). Le(s) niveau(x) de crête minimum(s), pour les digues, sont généralement établis dans le but de limiter le franchissement par les vagues à un niveau acceptable pour un événement de période de récurrence donné (une tempête côtière au risque d'occurrence de 1 % par exemple) [calcul décrit à la section 8.2.1]. Une prise en compte du contexte pendant tout le cycle de vie s'impose. Des périodes de retour indicatives peuvent être définies au niveau national ou régional, mais sont susceptibles de varier en fonction de l'importance

de chaque digue prise séparément. Le niveau de crête de projet doit être déterminé au regard de la probabilité (cf. encadré 2.8) que des événements plus extrêmes se produisent au cours du cycle de vie, et que ceux-ci provoquent un franchissement plus important que celui défini lors de la conception.

Encadré 9.17

Étapes habituellement suivies dans la détermination de la hauteur des digues côtières

Étape 1 : Calcul des niveaux d'eau et des vagues au pied de la digue

- a. À l'aide des informations et des procédures visées à la section 7.4, évaluation de ce qui suit :
 - i. niveau moyen de la mer (données locales) ;
 - ii. variations des niveaux d'eau dues aux marées ;
 - iii. surcote de tempête et surélévation de la mer causée par le vent ;
 - iv. vagues (y compris risque de tsunami), et surélévation des vagues.
- b. Recours à la méthode de la probabilité combinée ou à d'autres analyses statistiques pour l'évaluation de la probabilité combinée des niveaux d'eau et de l'effet des vagues.

Étape 2 : Évaluation des critères de franchissement (avec prise en compte des talus de la digue et des bermes côté eau)

- a. Pour l'évaluation initiale de la hauteur de la crête, estimation du taux de franchissement à partir de modèles numériques ou d'équations empiriques (à l'aide des procédures visées à la section 8.2.1).
- b. Comparaison des taux de franchissement avec les critères de limitation en fonction du revêtement herbeux et/ou de l'enrochement de la digue et, au besoin, ajustement des hauteurs de digue ou du dimensionnement des enrochements.

Étape 3 : Ajustement, au besoin, de la hauteur de la crête et des talus et bermes côté eau (cf. section 9.5.3)

Étape 4 : Détermination du niveau de crête final de la digue

Niveau de crête final de la digue = niveau d'eau calme calculé + effet des marées + surcotes + surélévation de la mer causée par le vent + marge appropriée pour le *run-up*/franchissement (y compris tout calcul de la surélévation de la mer causée par les vagues).

Le niveau de crête des digues côtières intégrera généralement une revanche (pour les mêmes raisons que pour les digues fluviales). D'autres exigences en matière de talus et de bermes pour la dissipation de l'énergie incidente des vagues devront éventuellement être prises en compte. Les outils décrits à la section 8.2.1 montrent, d'un point de vue hydraulique, une corrélation complexe entre le choix du niveau de crête et celui des talus et des bermes côté eau. Les décisions relatives aux talus latéraux devront également être prises au regard du choix et de la conception du système de protection de surface (cf. section 9.6). Un processus classique de détermination du niveau de crête et de la section transversale d'une digue côtière est décrit à l'encadré 9.17. Puis un exemple de dépendance, dans le cas des digues côtières, entre les choix relatifs à la hauteur de la crête de la digue et ceux relatifs au talus côté eau est présenté à l'encadré 9.18.

1

2

3

4

5

6

7

8

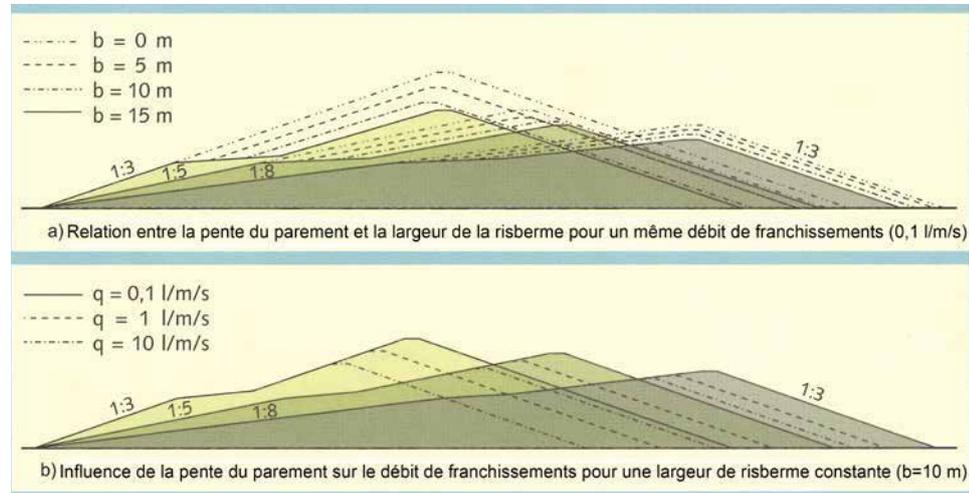
9

10

Encadré 9.18

Exemple de dépendance entre le talus côté eau et le niveau de crête d'une digue côtière

Un exemple théorique de l'influence de la géométrie du talus côté eau sur le niveau de crête requis et sur la largeur d'une digue côtière est présenté à la figure 9.15. Il est à noter que cet exemple ne tient pas compte de l'influence de la protection du revêtement contre l'érosion externe sur la conception (une épaisseur moindre est requise pour les talus peu pentus) et sur la stabilité (les dimensions des bermes de stabilisation peuvent être réduites si la hauteur est moindre).



Notes

1. La partie supérieure de la figure 9.15 montre l'influence de la pente du talus côté eau (1:3, 1:5 et 1:8) et de la largeur de berme b (variant entre $b = 0$ m et $b = 15$ m) sur la hauteur de la crête et la largeur de la digue, pour un débit de franchissement constant $q = 0.1$ l/m/sec.
2. La partie inférieure de la figure 9.15 montre l'influence de la pente de digue côté eau (1:3, 1:5 et 1:8) et du débit de franchissement ($q = 0.1, 1$ et 10 l/m/sec.) sur la hauteur de la crête et la largeur de la digue, pour une largeur constante de berme $b = 10$ m.

Figure 9.15 **Profils de digue côtière théoriques**
(d'après Taw, 1999, source : Rijkswaterstaat)

Considérations supplémentaires

En ce qui concerne les digues côtières, certaines autres considérations doivent être prises en compte pour l'établissement des niveaux de crête :

- modifications des hauteurs d'eau lors d'un événement de période de retour donné, engendrées par celles des niveaux moyens de la mer, des surcotes de tempête, des effets conjoints sur la propagation de la marée et sur les vagues, induites par le changement climatique (cf. également l'analyse de la section 3.1.3.1) ;
- marge pour le tassement de la digue ou pour ses fondations immédiates (au regard des charges exercées ou du poids propre de la digue) ou pour l'affaissement sous les fondations de la digue (ainsi qu'il en est question, pour les digues fluviales, dans les sections 9.5.1 et 9.12.2) ;
- exigences locales et/ou nationales (minimales) de revanche, étant entendu que tout doublon des marges définies à ce titre avec les autres marges calculées doit être évité (cf. encadré 9.13).

9.5.3 Détermination de la section transversale de la digue

La détermination de la section transversale des digues, y compris la largeur de la crête, la pente des talus latéraux et l'emplacement et la largeur de l'ensemble des bermes et des drains côté terre constitue un processus d'optimisation conditionné par l'espace disponible (emprise de la digue), ainsi que par un certain nombre de facteurs relatifs à la résistance aux mécanismes de défaillance.

Érosion externe (cf. sections 8.4 et 9.6)

Dans le cas des digues côtières, les exigences de dissipation de l'énergie des vagues (dont il est question à la section 9.5.2), déterminées en lien avec l'évaluation de la cote de la crête peuvent avoir un impact important sur la section transversale de la digue. Il convient toutefois d'apprécier le fait que la limitation du *run-up* des vagues ne dépend pas que de la forme mais également de la porosité et de la rugosité des matériaux de la protection contre l'érosion employés côté eau. La stabilité du système de protection externe contre l'érosion devant elle-même être assurée, sa conception et celle de la section transversale générale de la digue se conditionnent mutuellement. Il est à noter qu'il est également possible de prévoir des mesures d'atténuation des vagues (les brises-lames immergés par exemple), à l'avant de la digue, afin de limiter le *run-up* et le franchissement (cf. CIRIA, CUR, Cerema, 2007 pour des précisions supplémentaires). Un exemple d'optimisation de la section transversale d'une digue côtière est présenté à l'encadré 9.19.

La conception de la section transversale et celle de la protection contre l'érosion externe au niveau de la crête et du talus côté terre, eu égard aux eaux de franchissement ou de débordement, tant pour les digues côtières que pour les digues fluviales, s'influencent mutuellement. La vitesse des éventuelles eaux de débordement ou de franchissement sur la façade côté terre peut être réduite par des talus côté terre plus plats et l'aménagement de bermes. Ainsi est-il possible d'optimiser le contrôle des forces érosives par la définition de pentes et de profils de talus adaptés à la résistance des matériaux de protection (herbe, pierre, béton, etc.). Une réduction de la zone du revêtement côté terre pour laquelle des mesures spéciales de protection contre l'érosion externe sont requises (installations de blocs d'enrochement ou éléments en béton spéciaux par exemple) pourra s'avérer particulièrement appréciable en cas de disponibilité limitée des matériaux en question.

Dans les conditions les plus extrêmes, la taille des talus et des bermes côté terre, influera sur le temps nécessaire pour qu'une érosion régressive se produise effectivement et atteigne et commence à entamer la crête de la digue (cf. section 8.10).

L'épaisseur des dispositifs de protection contre l'érosion (cf. section 9.6), en tout état de cause, doit être prise en compte dans la conception de la coupe-type de la digue. Dans le cas des digues côtières, l'épaisseur de ces dispositifs peut être assez importante.

Érosion interne (cf. sections 8.5 et 9.8)

La résistance de la digue à l'érosion interne dépend de ses différentes largeurs ainsi que de ses talus et de ses bermes côté terre. De manière générale, plus les dimensions de la digue sont importantes, plus les gradients hydrauliques d'un côté et de l'autre de la digue sont faibles et, partant, plus la probabilité d'un début d'érosion interne est faible. Il existe également une forte corrélation avec la perméabilité et la vulnérabilité à l'érosion interne du matériau de la digue (cf. section 9.13.2), du terrain sous-jacent (cf. sections 7.1 et 7.7 à 7.9), et de toute interface entre les matériaux. Les améliorations du sol/des fondations sous la digue constituent une option qu'il conviendra également d'envisager afin de limiter la largeur de la section transversale de la digue.

Les processus d'érosion interne sont également affectés par la durée de l'hydrogramme d'inondation fluviale, qui influe sur l'établissement des pressions d'eau et des **infiltrations** (cf. section 9.7) à l'intérieur de la digue au cours de l'événement d'inondation.

Stabilité globale (cf. sections 8.6 et 9.9)

La hauteur de la digue et la forme des talus et des bermes conditionnent également la stabilité générale de la digue. À l'instar de l'érosion interne, la stabilité sera également affectée par les conditions de terrain sous-jacentes et par le matériau choisi pour la digue. La stabilité est souvent à son niveau le plus bas au cours de la construction (cf. sections 9.5.5 et 9.9.1), quand des pressions interstitielles particulièrement élevées peuvent exister.

Points de transition (cf. section 9.11)

Les zones de transition entre les différentes sections transversales, le long de la digue, doivent être aussi douces que possible, toute discontinuité étant susceptible de gêner l'écoulement de l'eau le long de la digue ou d'un côté à l'autre de celle-ci, et de provoquer des turbulences potentiellement dommageables. Les changements soudains de section transversale doivent être évités.

Déversoirs pour les digues fluviales (cf. section 9.14)

Ainsi qu'il en est question à la section 9.5.1, l'installation de déversoirs peut être envisagée en des points spécifiques le long des digues fluviales, afin de permettre le franchissement préférentiel de l'eau en une zone prédéterminée de faible risque pour la durabilité de la digue ou pour les biens. Les informations relatives au dimensionnement desdits déversoirs et à la détermination, à cet effet, d'un niveau de résilience approprié, sont fournies à la section 9.14. Des analyses appropriées sont également nécessaires pour garantir la sûreté de l'évacuation du débit déversé côté terre de la digue (cf. chapitre 6). (Les déversoirs ne présentent aucun avantage pour les digues côtières dans la mesure où il n'existe aucun moyen de réduire la quantité d'eau susceptible de franchir la digue).

Encadré 9.19

Exemple de détermination de la section transversale d'une digue soumise à l'action de la houle aux Pays-Bas

L'exemple a trait à une digue bordant un grand lac situé sur des sols extrêmement mous (organiques). La restauration de la digue a nécessité la surélévation de la crête – dont la hauteur a par la suite de nouveau dû être augmentée afin de compenser le tassement –, ainsi que l'incorporation de bermes de stabilité aux dimensions conséquentes.

L'option d'un talus côté eau particulièrement plat a été retenue (cf. figure 9.16), afin d'optimiser la conception, le but étant de réduire le déferlement des vagues ; la hauteur a ainsi pu être réduite d'environ trois mètres. Grâce à la réduction de la hauteur et de l'augmentation de la stabilité du talus moins pentu, la largeur des bermes de stabilité est aussi réduite. Cela améliore aussi la constructibilité de la digue. Le choix de pentes particulièrement faibles pour le talus côté eau présentait en outre l'avantage qu'aucune protection de celui-ci contre les assauts de la houle n'a été nécessaire (sur des sols mous au tassement considérable, dont l'effet s'avère souvent préjudiciable pour les systèmes de protection contre l'érosion externe, cet avantage s'est avéré particulièrement appréciable tant du point de vue de la construction que de la maintenance).

La surélévation de la digue, si elle s'avère nécessaire à l'avenir, en raison du changement climatique ainsi que de l'augmentation de la vitesse des vents et de la hauteur des vagues, sera de surcroît facilitée par l'absence d'éléments structurels de protection.

Ce type de conception n'a cependant pas manqué de créer des difficultés supplémentaires, du fait en particulier de la présence et de l'emplacement du monument historique que constituait la digue existante, dont la construction remontait au XII^e siècle. Le retrait de la majeure partie de la digue n'a pas été autorisé, et de ce fait une conception optimisée a consisté à construire une digue entièrement nouvelle à l'avant de la digue existante.

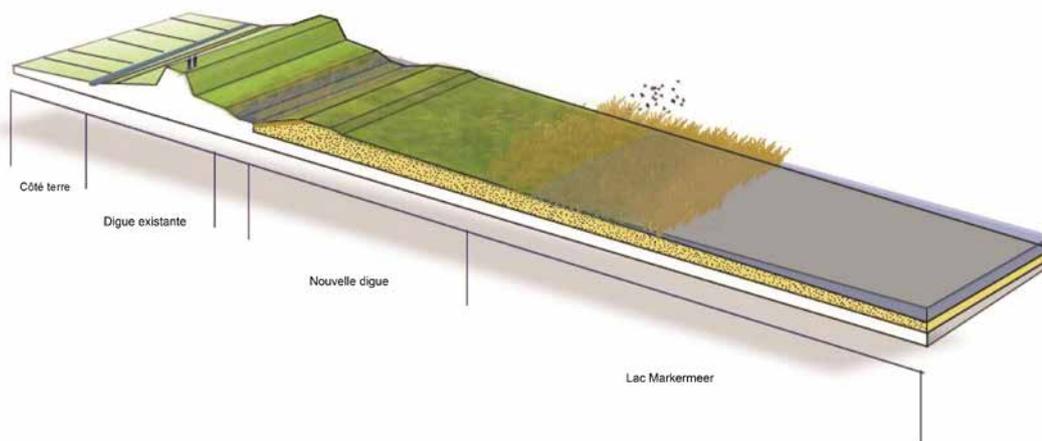


Figure 9.16 **Profil de section transversale de l'ancienne et de la nouvelle digue**
(source : T GA Cents, Arcadis et Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier Vliet)

Lien avec les exigences minimales d'exploitation, de maintenance et de construction (cf. section 9.5.4)

Les exigences minimales d'exploitation et de maintenance d'une part (cf. chapitre 4), et de construction d'autre part (cf. chapitre 10), eu égard à la crête et aux largeurs des bermes et des talus latéraux, sont décrites à la section 9.5.4. Le choix de sections transversales de digue standard ne signifie pas que des calculs pour l'évaluation de la stabilité et des analyses des infiltrations souterraines ne seront pas nécessaires. L'utilisation de sections standards doit en principe être limitée aux digues d'une hauteur modérée (d'un maximum de cinq mètres) au niveau de tronçons pour lesquels aucun risque d'infiltrations souterraines, de présence de fondations molles ou fragiles ou d'emploi de matériaux d'emprunt indésirables (teneur en eau élevée ou important contenu organique) n'a été identifié. Si toutefois les conditions hydrauliques et de terrain sont semblables à celles des digues existantes situées à proximité, des analyses des mécanismes de défaillance peuvent ne s'avérer nécessaires qu'aux fins de confirmation du caractère satisfaisant du comportement de la digue.

Outre leur emploi dans la conception d'une digue, les sections standard transversales de digue peuvent s'avérer particulièrement utiles en matière d'estimation d'un coût initial ou en tant que base pour l'adoption de mesures d'urgence ou la mise en œuvre de réparations urgentes.

Un exemple d'élaboration d'une section transversale de digue dans une situation complexe est fourni à l'encadré 9.20.

Encadré 9.20

Projet de modification majeure de digue, Natomas, Californie, États-Unis

Le Programme 2006-2013 d'amélioration de la digue de Natomas (Natomas Levee Improvement Program, NLIP) a consisté en un projet de construction par phase d'un ouvrage anticrue, à l'initiative de l'organisme de contrôle des inondations de la zone de Sacramento (Sacramento Area Flood Control Agency, Safca). Le but de cet ouvrage était de corriger des défaillances majeures des digues assurant la protection du bassin Natomas, dans le comté de Sacramento, en Californie. Le bassin, peuplé d'environ 100 000 habitants et d'une importance capitale pour l'économie de la zone métropolitaine de Sacramento, a connu une urbanisation rapide. Il concentre des centaines d'entreprises locales et un important réseau de transports publics qui composent notamment l'aéroport international de Sacramento et l'autoroute Interstate 5 reliant les différents États de la côte ouest des États-Unis. Le bassin est adjacent au fleuve Sacramento, le plus important de l'État, ainsi qu'au chenal d'écoulement contrôlé des eaux de crue de la Grande vallée centrale de Californie.

Partant du constat qu'une inondation dans le bassin, susceptible de se produire à tout moment, aurait des conséquences catastrophiques, le Safca a engagé un processus d'élaboration d'un programme d'amélioration de la digue destiné à porter les capacités de protection contre les inondations de celle-ci à une période de retour de 200 ans, aussi vite que possible. Dès le début de la phase de conception, les responsables ont pris acte de ce que la mise en œuvre dans les meilleurs délais et la réussite d'un programme de cette ampleur nécessitaient de recourir à des méthodes de nature à permettre la réalisation de multiples objectifs, dans le respect de divers règlements étatiques et fédéraux.

Le NLIP a été financé par des fonds obtenus par le Département californien des Ressources en eau (DWR), ainsi que par ceux collectés par le SAFCA à la faveur de l'évaluation de la rentabilité des investissements locaux.

Le programme a été lancé en 2006 par le SAFCA, avec le soutien de ses multiples partenaires fédéraux et étatiques (US Army Corps of Engineers [USACE], DWR et California Central Valley Flood Protection Board), pour le système de digue de 68 km de long établi sur une étendue de bassin de 21 000 hectares, en vue d'assurer sa performance pour une période de retour de 200 ans (cf. figure 9.18).

Les aspects socio-économiques et techniques du programme ont été les suivants :

- 30 kilomètres de digues déficientes présentant des fondations profondes instables (infiltrations souterraines), une revanche ou une hauteur inadaptées, et des problèmes d'érosion de la berge ;
- l'USACE et l'Agence fédérale de gestion des situations d'urgence (Federal Emergency Management Agency, FEMA), ont relevé que cette situation engendrait une baisse significative du niveau de protection des digues contre les inondations dans le bassin, ce qui contraignait les propriétaires de logements à souscrire une assurance inondation obligatoire onéreuse, et plaçait sous le coup d'un moratoire les constructions commerciales et résidentielles ;
- émission d'un nouveau mandat fédéral de l'USACE pour le retrait de l'ensemble des empiètements côté eau (clôtures, allées, etc.) des digues et de toute plantation de plus de cinq centimètres de diamètre ;
- édicton de normes fédérales américaines de sûreté de l'aviation par l'Administration fédérale américaine de l'aviation (Federal Aviation Administration, FAA), dans le but de réduire l'attractivité du site pour la faune sauvage, en raison du nombre élevé de collisions d'oiseaux avec des aéronefs, représentant une menace pour la sécurité de l'aéroport international de Sacramento ;
- émission de mandats fédéraux et étatiques de protection des habitats régis par l'US Fish and Wildlife Service (USFWS) et par le Département californien de la pêche et de la faune, en vue de l'adoption de mesures adéquates de protection de l'habitat des espèces menacées recensées à l'échelle fédérale et étatique ;

Encadré 9.20 (suite)

Projet de modification majeure de digue, Natomas, Californie, États-Unis

- ré-ingénierie et délocalisation des infrastructures majeures tels que lignes électriques, principaux canaux d'irrigation et de drainage, stations de pompage des eaux et routes longeant l'emprise de la digue sur 28 kilomètres. pour les besoins de l'aménagement de la nouvelle digue côté terre ;
- recours à des mesures d'expropriation pour cause d'utilité publique, afin d'étendre l'emprise de la digue ;
- gestion des questions relatives aux terres ancestrales des populations autochtones et aux richesses culturelles emblématiques de la zone de confortement de la digue.

Le travail d'élaboration du NLIP a consisté dans la mise en place, par le SAFCA, dans un premier temps, d'une équipe d'ingénieurs, de concepteurs et d'environnementalistes spécialisés, chargés de définir comment mener à bien le programme en quelques années. Des équipes d'aide à l'élaboration et à la conception ont été constituées, et des objectifs d'ingénierie et de gestion des habitats ont été fixés. Un partenariat a été mis en place avec les agences étatiques et fédérales de gestion des inondations et des ressources naturelles, l'aéroport, la FAA, les principaux représentants des tribus locales, des villes, des comtés, les chargés de la maintenance de la digue, les responsables de la protection des habitats et les régies locales de l'eau, du gaz et de l'électricité.

Le SAFCA, enfin, dans l'élaboration de son modèle de construction, s'est efforcé de concilier les différents facteurs socio-économiques et techniques, visant une rentabilité optimale et un mode opératoire le moins perturbateur possible et écologiquement responsable. Le SAFCA et ses partenaires ont opté pour des principes innovants de conception de digue côté terre (cf. figure 9.17), plutôt que pour l'élargissement des digues existantes coté fleuve, afin d'éviter la perte de centaines d'hectares de forêt riveraine adulte et d'habitats piscicoles, la destruction ou la condamnation de milieux résidentiels, et la réalisation d'empiétements structurels du côté eau de la digue « Garden Highway ».

Les améliorations des digues du bassin ont essentiellement consisté en la construction d'une digue en retrait côté terre « adjacente » (remblai élargi) et, dictée par la géologie locale, dans une combinaison de parois moulées profondes et de larges bermes anti-infiltrations (cf. figure 9.17). Ces améliorations ont nécessité l'emploi d'importantes quantités de sols aux caractéristiques géotechniques adéquates, prélevées à proximité immédiate de la digue afin de minimiser la distance d'acheminement et d'optimiser la rentabilité globale du programme.

Un certain nombre de méthodes innovantes et complémentaires ont été employées pour l'identification des sources de quelque 7,2 millions de m³ de sols requis pour le NLIP, en incluant les besoins d'amélioration des conditions de drainage de l'aéroport international de Sacramento. Des zones tampons ont dû être instaurées, autour de l'aéroport, afin de réduire pour l'aviation les risques liés à la faune sauvage. Les zones d'emprunt ont fait l'objet d'un classement puis ont été récupérées en tant que terres cultivées et pour la réalisation d'autres objectifs d'habitats compensatoires du projet.

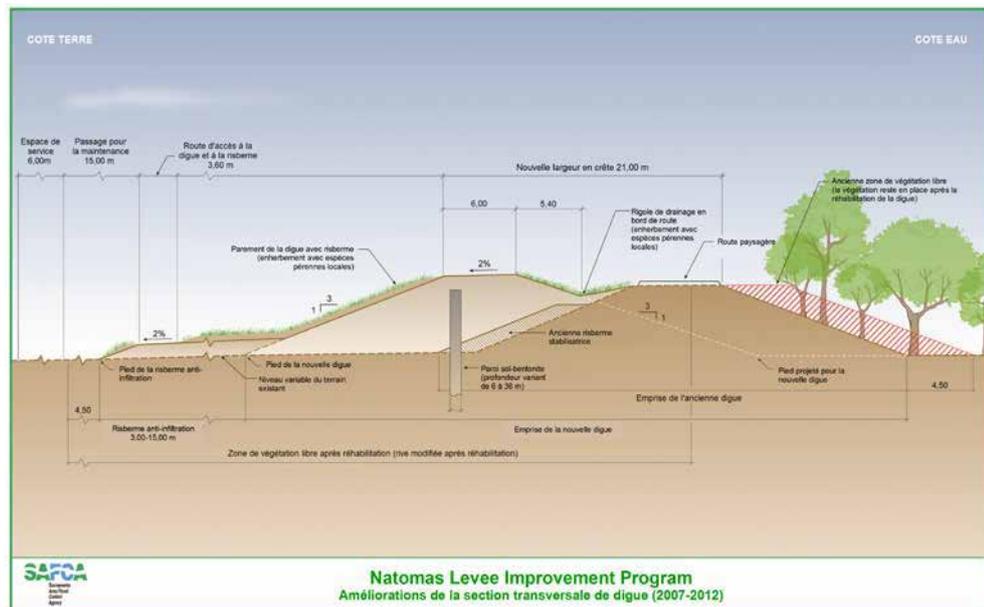


Figure 9.17 **Section transversale classique, programme d'amélioration de digue de Natomas**
(source : Peter Buck, Sacramento Area Flood Control Agency)

En vertu de la stratégie de conservation du NLIP, de multiples objectifs ont été fixés en vue, globalement, d'augmenter l'étendue et la connectivité des zones d'habitat du Bassin, et de compenser les pertes d'habitat des espèces menacées recensées à l'échelle fédérale et étatique antérieurement au projet. La stratégie de conservation a reposé sur trois piliers essentiels : interconnexion, consolidation et extension des habitats.

Encadré 9.20 (suite)

Projet de modification majeure de digue, Natomas, Californie, États-Unis

Les acteurs du programme se sont préoccupés d'habitats tels que les forêts matures, et d'espèces telles que la couleuvre à nez plat géante, le longicorne de sureau et le faucon de la vallée de Swainson. Des efforts permanents ont été consentis pour la préservation des habitats existants et/ou pour la création de nouveaux habitats. Les réalisations du NLIP ont globalement été les suivantes :

- préservation et plantation de 55 hectares de zones boisées matures et nouvelles, avec transplantation de 1 200 chênes de la vallée d'un diamètre allant jusqu'à 50 cm.
- aménagement et végétalisation d'un canal de 14 kilomètres pour la migration de la couleuvre à nez plat entre les différentes zones de peuplement du serpent des régions septentrionale et méridionale du bassin, augmentation de la capacité de drainage et adoption de mesures dans le but d'éliminer tout risque pour la sécurité des vols, parallèlement aux pistes de l'aéroport, par la vidange et le remblaiement d'un canal ;
- création de marais, sur 55 hectares, pour la couleuvre à nez plat, en compensation des retombées subies par ses habitats et ceux des zones humides ;
- création d'environ 67 hectares d'un habitat de grande qualité bordé par un habitat boisé de nidification pour le faucon de Swainson menacé d'extinction ;
- mise en place d'environ 245 hectares de pâturage naturels pérennes californiens aux fins de protection contre l'érosion des talus de la digue, des bermes de drainage et des chemins d'exploitation et de maintenance.

À l'exception des projets en cours d'habitat compensatoire (dont il est fait état ci-dessus), les améliorations de la digue du NLIP, avaient pour l'essentiel été menées à terme en 2012, au bout de six années de travaux, pour un coût total d'environ 410 millions de dollars. Des améliorations de digue supplémentaires sont prévues dans les années à venir, sous l'égide de l'USACE, au fur et à mesure de l'octroi des autorisations de financement nécessaires par le Congrès américain. Une fois achevées, les digues protégeant le bassin de Natomas seront sans doute les plus performantes des États-Unis.

Le NLIP a bénéficié d'une mention spéciale de l'ASCE, en 2011, pour le niveau exceptionnel de qualité de la gestion des inondations auquel le programme avait permis de parvenir en Californie.

Encadré 9.20 (suite)
 Projet de modification majeure de digue, Natomas, Californie, États-Unis

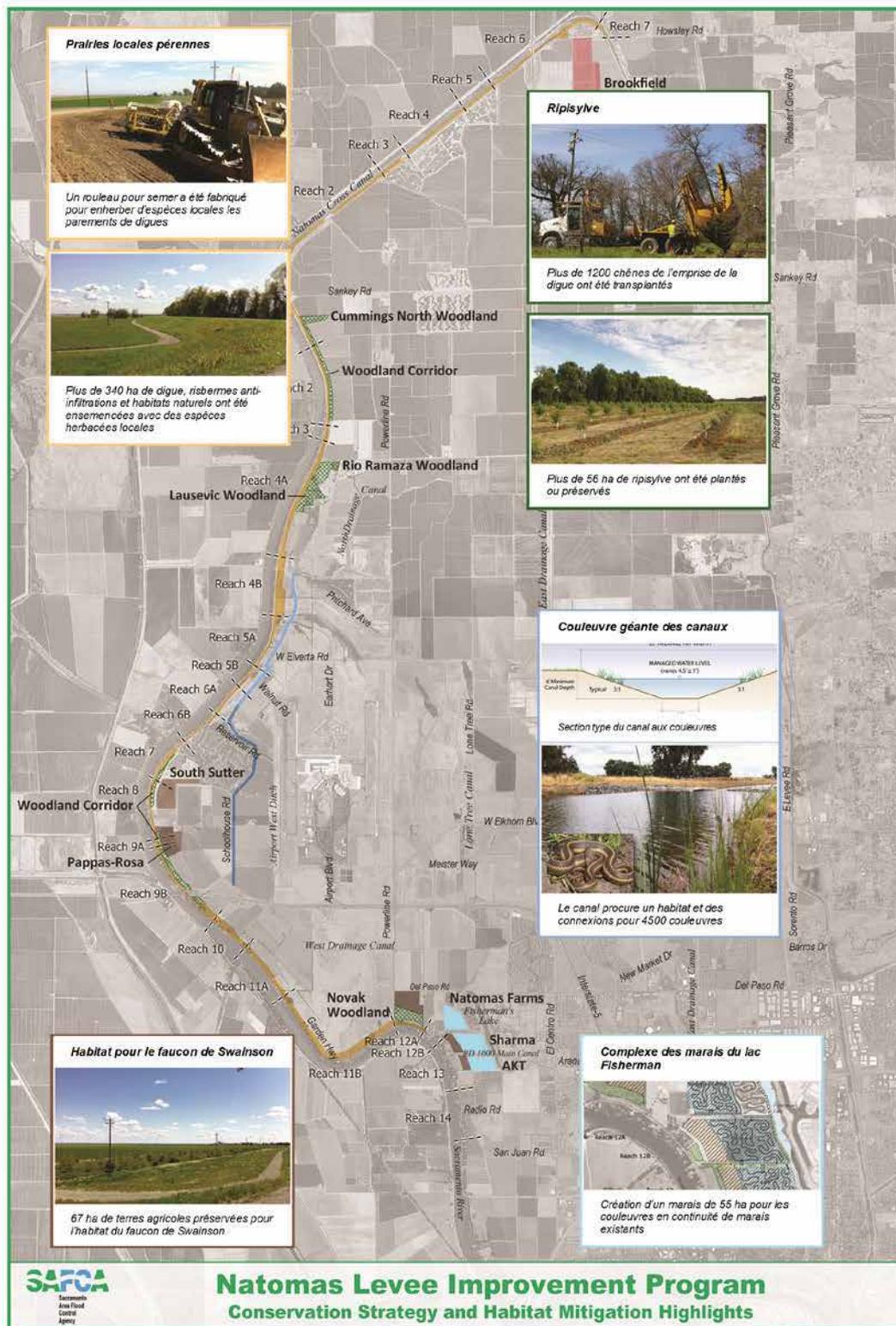


Figure 9.18 Plan du tracé de la digue adjacente au bassin de Natomas dans lequel une illustration des travaux de protection de l'environnement est également fournie (source : Peter Buck, Sacramento Area Flood Control Agency)

source : www.safca.org/programs_natomas.html

9.5.4 Caractéristiques géométriques minimales des digues

La géométrie des digues (*cf.* sections 3.2 et 3.3) est généralement régie par les exigences de sûreté minimale de l'exploitation visant à assurer les accès d'urgence, les activités de maintenance et de restauration (la tonte du gazon par exemple [section 4.5]), et la construction. Les talus (côté eau et côté terre), la largeur de crête, le niveau de crête (ou la hauteur de la crête au-delà des terres adjacentes), et les dimensions des bermes éventuelles (largeur, niveau, talus, etc.), constituent les principales caractéristiques géométriques. Ces caractéristiques doivent être déterminées à un stade précoce :

- en collaboration avec le propriétaire/l'exploitant de la digue,
- ainsi qu'avec les personnes et les autorités concernées,
- et moyennant la mise en application des directives régionales ou nationales appropriées.

Les largeurs de crête minimales ne comprennent pas de marge pour une éventuelle future surélévation des digues, un aspect abordé à la section 9.5.5.

9.5.4.1 Caractéristiques géométriques minimales pour l'exploitation et la maintenance

Des exemples de caractéristiques géométriques minimales pour les digues fluviales sont fournis à l'encadré 9.21, pour le Royaume-Uni britannique et au tableau 9.10 pour les États-Unis, dans lesquels sont abordés les aspects suivants :

- des largeurs de crête minimales comprises entre 3 et 4 mètres sont requises pour l'accès des véhicules à la fois pendant les opérations de maintenance et d'exploitation ordinaires et les interventions d'urgence en situation d'inondation ;
- la pente des talus latéraux ne doit idéalement pas dépasser 1V :3H, les talus à forte pente rendant l'entretien de la couverture herbacée plus difficile à réaliser en toute sécurité.

En cas de présence de murs de crête, une augmentation des largeurs de crête minimales, du côté terre du mur, pourra s'avérer nécessaire afin d'éviter toute difficulté de passage et d'ouverture des portières des véhicules.

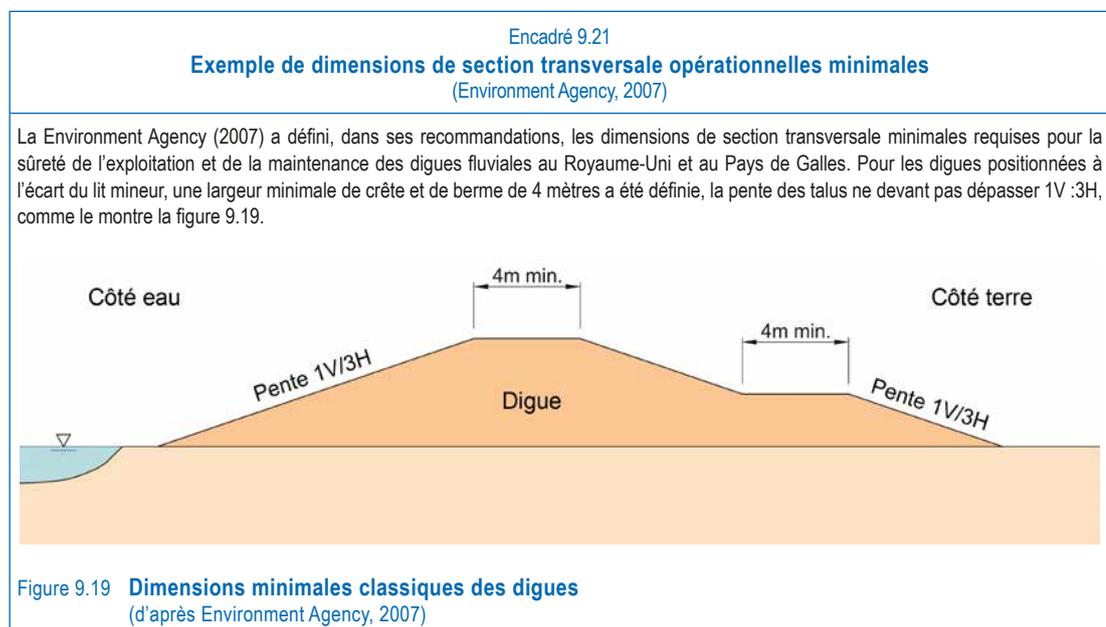


Tableau 9.10 Différents principes directeurs en vigueur aux États-Unis en matière de dimensions minimales des digues fluviales

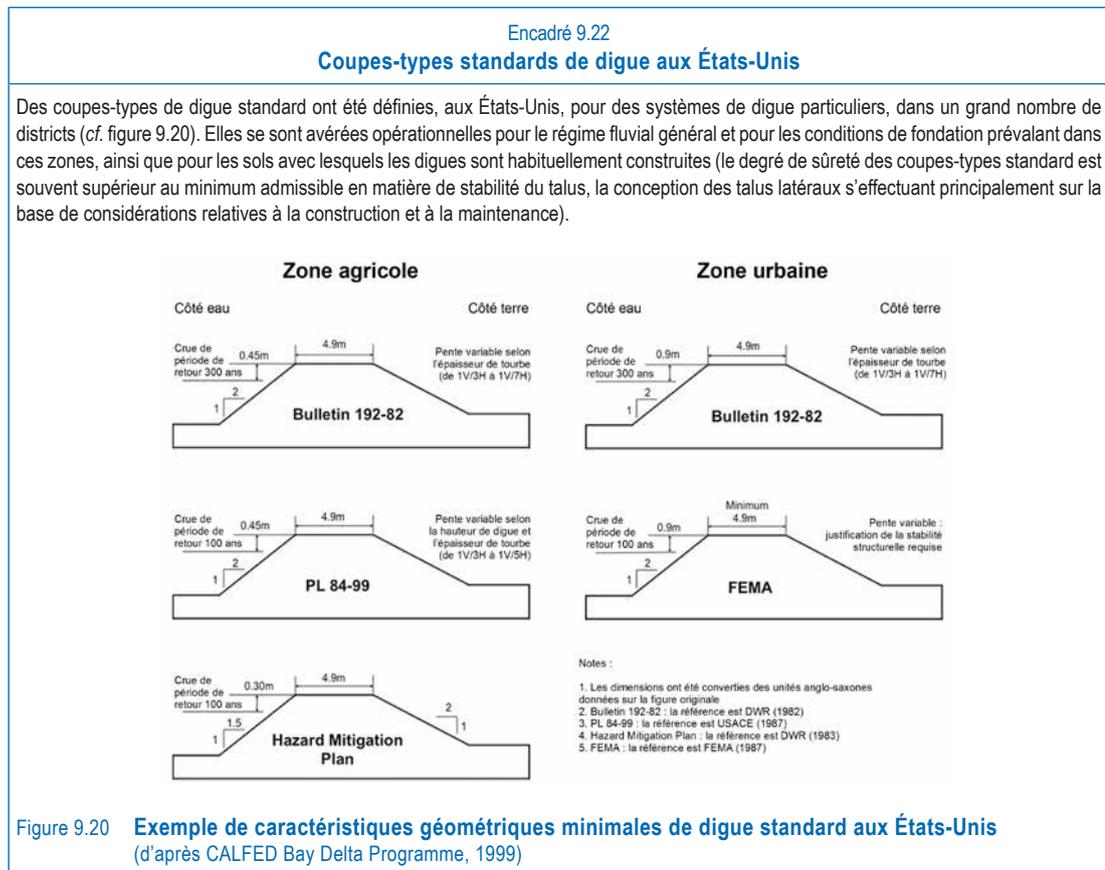
	USACE (2000)	Central Valley Flood Protection Board (2010)	USACE (2008)
Largeur de crête minimale	3,0 m	6,1m (digues de cours d'eau majeurs) 3,7 m (digues de cours d'eau mineurs)	6,1 m (digues du cours d'eau, de ses principaux affluents et de contournement) 3.7 m (digues d'affluents secondaires)
Pente de digue minimale côté eau	1V :2H*	1V :3H (de manière générale) 1V :4H (digues de contournement)	1V :3H (de manière générale)
Pente de digue minimale côté terre	1V :2H*	1V :2H (de manière générale) 1V :3H (digues de contournement)	1V :3H (nouvelles digues) 1V :2H (digues existantes en bon état)

Note

* L'US Corps of Engineers préconise généralement une valeur de 1V :3H.

Il est commun, aux États-Unis, de définir plusieurs sections standard, pour un système de digue donné (cf. encadré 9.22), en fonction du niveau de risque (selon que les zones protégées se situent en milieu agricole ou urbain), et du type de construction envisagé (remblai compacté, semi-compacté, non compacté ou hydraulique).

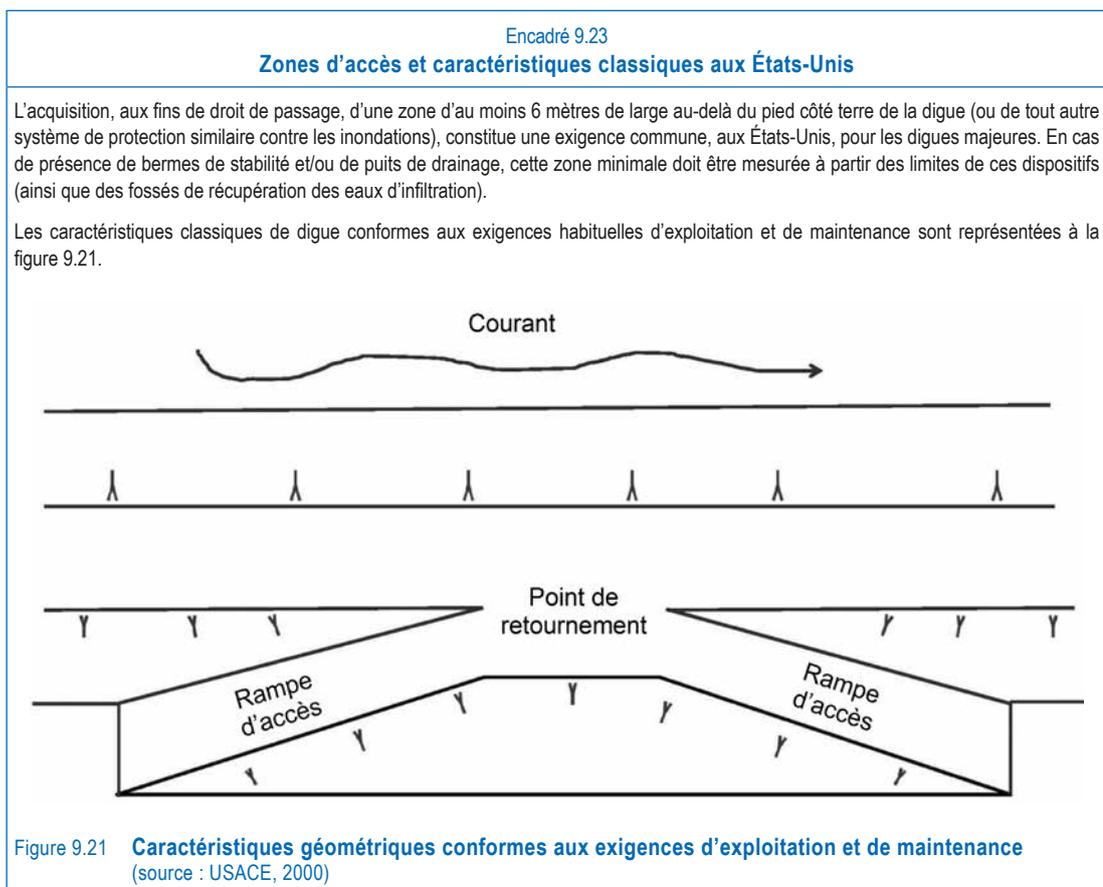
Les implications de l'utilisation de remblai semi-compacté ou non compacté pour la construction d'une digue doivent être soigneusement examinées avant toute décision. Cette option est généralement exclue en Europe, en raison des densités de population élevées. Ce matériau, sensible au tassement (lors de la première charge hydraulique en particulier), peut en effet s'avérer peu résistant, hautement perméable et faiblement résilient à la surverse ou à la détérioration.



Voiries d'accès

Les voiries d'accès doivent permettre d'accéder à la digue à tout moment, tout au long de l'année, dans la plupart des conditions météorologiques, pour les besoins des travaux d'inspection et de maintenance, de gestion des inondations, ainsi que des interventions d'urgence. Les implantations des voiries d'accès doivent être définies de manière à minimiser le trafic sur la crête (qui risquerait de progressivement l'endommager), et à garantir des points d'accès redondants en cas d'urgence dans des conditions météorologiques médiocres. Ces implantations seront le résultat d'un compromis entre les diverses exigences de coût, de flexibilité et d'accès d'urgence.

Les exigences pour les voiries d'accès, les points de retournement, les chemins de pied de digue et les rampes dicteront leurs dimensions minimales et leurs pentes maximums qui, à leur tour, conditionneront celles relatives à la crête.



9.5.4.2 Caractéristiques géométriques minimales de digue pour la constructibilité

L'intervention d'entrepreneurs (cf. encadré 9.5) ou de personnes expérimentées à un stade précoce de la conception peut aider à trouver l'usage optimal des ouvrages existants ou des structures permanentes, dans l'optique de réduire le coût général de la construction. Les caractéristiques de la digue – tant ses dimensions que sa capacité portante – doivent garantir l'accès des engins de construction. Une largeur de crête de trois à quatre mètres est considérée comme le minimum requis pour une construction au moyen de gros engins modernes de terrassement et de compactage, parmi lesquels les rouleaux compresseurs ; ce minimum doit être respecté afin d'éviter tout problème de sécurité. Des impératifs d'espace et de matériel sont également à prendre en compte pour la construction des voiries d'accès temporaires. Les pratiques locales de construction et les matériaux disponibles localement (argile à haute plasticité par exemple) peuvent également nécessiter que les digues soient dotées de talus moins pentus.

La hauteur des digues en terre construites sur des sédiments mous, alluviaux, estuariens, deltaïques ou marins pourra être limitée à environ trois à quatre mètres selon la forme de la digue et de l'épaisseur d'une éventuelle croûte superficielle. La construction à des hauteurs supérieures impliquera de recourir à des techniques de traitement des sols (cf. section 9.13).

La méthode a jusqu'à présent consisté à mettre en place une série de couches et, après chacune d'entre elles, à laisser le terrain se consolider naturellement, sur des délais assez longs, avant d'entamer la série suivante. L'adoption de solutions de fondation nettement plus onéreuses (telles que le mélange en profondeur du ciment) ou la construction d'une structure composite telle qu'une paroi centrale en palplanches constituent des alternatives possibles si un haut niveau de défense est immédiatement requis. Bien que les techniques innovantes généralement employées pour l'amélioration des sols sous les remblais d'infrastructures de transport (recours à un remblai léger ou à des bandes de drainage préfabriquées en conjonction avec une couche de drainage hautement perméable) ne soient généralement pas adaptées aux digues, certaines alternatives existent, à propos desquelles des indications sont fournies à la section 9.13.7.

9.5.5 Géométrie définie dans la perspective d'une future surélévation de la digue

Toute future surélévation de digue pour pallier les tassements ou augmenter la charge hydraulique affectera ou pourra être affectée par les dimensions initialement définies pour la construction. Pour une pente des talus latéraux de la digue de 1:3, par exemple, une surélévation du niveau de crête de 0,5 mètre seulement au moyen de remblais conventionnels impliquera une réduction de la largeur de la crête de 3 mètres. Plusieurs possibilités existent pour la définition, à un stade précoce de la conception initiale, des modalités de telles modifications :

- réduction de la largeur de la crête, si celle-ci est acceptable pour l'exploitation ;
- construction de structures de crête en dur ;
- construction de la digue moyennant une largeur de crête supérieure à la largeur minimale afin de permettre une future surélévation ;
- élargissement de l'intégralité de la digue au moment de la surélévation de celle-ci, susceptible de requérir l'acquisition de terrain supplémentaire.

Un exemple de planification d'une future surélévation de la digue est présenté à l'encadré 9.24. Étant donné les incertitudes liées aux futures exigences correspondantes et au coût élevé de l'aménagement de digues d'une largeur plus conséquente que celle en principe requise, les alternatives suivantes peuvent être envisagées :

- aménagement d'un couloir de terrain d'une taille supérieure à celle prévue par les exigences minimales (cf. section 9.5.5), dans le but de faciliter la surélévation du niveau de crête à l'avenir et de permettre d'éviter les difficultés liées à l'éventuelle construction ultérieure de bâtiments ou d'ouvrages dans le voisinage immédiat du côté terre de la digue initiale (cf. également l'analyse de la section 4.2) ;
- élargissement de la digue mais uniquement jusqu'à une berme intermédiaire – avec acquisition du terrain requis, ce qui permettra également un gain de solidité et de résistance dans des conditions de terrain mou, afin de permettre la future surélévation d'une digue à une hauteur qui ne serait pas envisageable en une seule opération. Le tassement de la crête de la digue allant de pair avec la consolidation des sols alluviaux peut également être corrigé après chaque phase de construction, la crête étant automatiquement nivelée à chaque surélévation.

Le projet de digues de telles dimensions qui, au besoin, puissent être adaptées, implique de prendre en compte l'ensemble des aspects de la performance et du comportement de la digue à chacune des étapes de la construction (cf. section 9.6), les implications tant pour la géométrie que pour le tracé de la digue pouvant s'avérer importantes.

Un examen approfondi est nécessaire au vu des problèmes de constructibilité et de performance décrits à la section 9.11 et au chapitre 10. Les sections 7.9.8 et 9.16 ont trait respectivement à l'instrumentation et à la surveillance de la construction à intégrer dans le processus de conception.

Encadré 9.24

Propositions récentes de surélévation des digues sur l'estuaire de la Tamise

Des sections transversales plus larges ont été proposées pour les nouvelles digues, dans le cadre du projet Estuaire de la Tamise 2100 (TE2100), afin de pallier les incertitudes liées au changement climatique et à la nécessité de futures surélévations. Il ressort des évaluations hydrauliques conduites au regard des prévisions en matière de changement climatique qu'une augmentation substantielle du niveau de surcote de tempête de l'estuaire de la Tamise est possible d'ici 2100. L'éventail de niveaux possibles de surcote de tempête, toutefois, est considérable. Des études stratégiques ont été entreprises en matière de modalités de prise en compte de ces incertitudes. La réalisation de nouvelles digues (sur de nombreux kilomètres) derrière les défenses existantes le long de l'estuaire extérieur de la Tamise a figuré parmi les solutions envisagées. Les analyses de stabilité ont toutefois montré qu'il n'était pas possible de construire les digues en question à hauteur du niveau de crête requis, en une seule opération de rehaussement, sans provoquer leur défaillance au cours de la construction.

Un processus de construction a été défini, programmant la surélévation en plusieurs étapes d'ici 2100, de façon à ce que la consolidation des sols en terre sous les digues puisse s'opérer naturellement, et les surélévations ultérieures être réalisées sans compromettre la sécurité. Les différentes étapes de ce processus de construction sont précisées à la figure 9.22. L'avantage de cette méthode est que le processus permet une adaptation future sans que soit nécessaire la construction immédiate d'ouvrages de défense anti-inondation majeurs.

Le processus complet de construction de la digue initiale et de sa surélévation, au bout de quinze ans, puis de trente ans, est pris en compte dans cet exemple. Ce processus a été conçu de manière à garantir un niveau de sécurité satisfaisant au regard du risque que des défaillances surviennent au cours de la construction et qu'une inondation se produise dans ces délais, et l'ampleur du tassement anticipé a été calculé et pris en compte dans la conception. Il convient de noter que la fonction des bermes de grande taille est de garantir un niveau acceptable de stabilité tant au cours de la construction qu'en cas d'occurrence du scénario d'inondation anticipé.

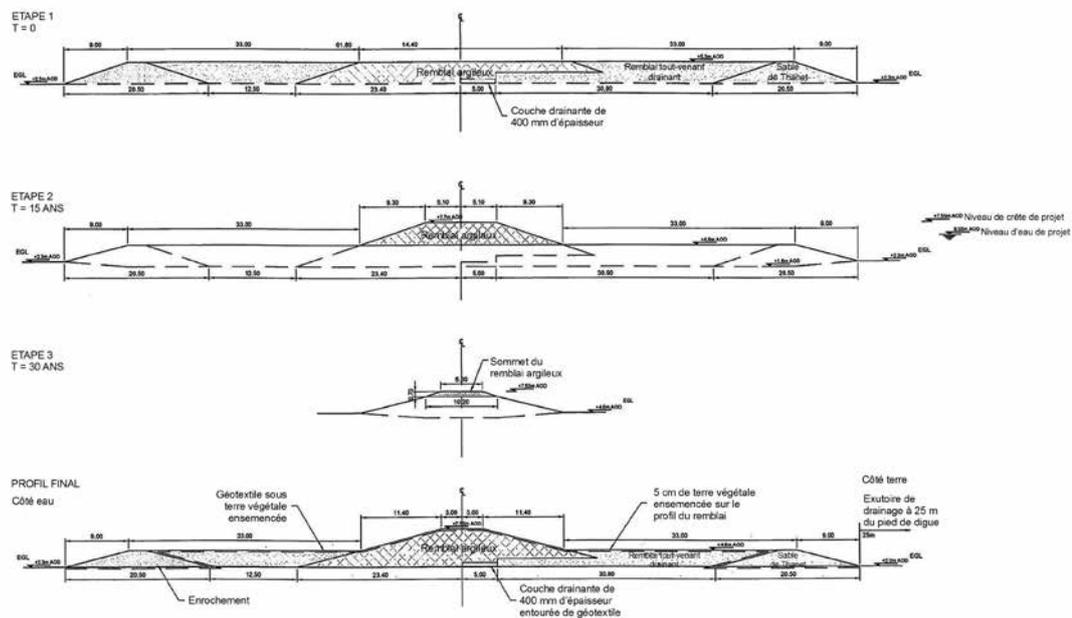


Figure 9.22 Construction échelonnée de la digue sur les alluvions de la Tamise
(source : Environment Agency et CH2MHill)

9.6 MESURES DE PROTECTION DE SURFACE

Le potentiel d'érosion externe ou d'affouillement d'une digue est déterminé de la manière suivante :

- calcul des vitesses de courant et/ou de l'action de la houle sur le talus de la digue côté eau et des vitesses de débordement ou des caractéristiques de franchissement par les vagues sur le talus côté terre (à l'aide des outils décrits à la section 8.2) ;
- comparaison de ces valeurs aux limites acceptables pour les matériaux ; un mouvement (érosion) est susceptible de se produire si les valeurs calculées dépassent les limites acceptables pour le matériau de remblai ou pour les matériaux disposés en protection de surface.

S'il est établi que l'érosion et/ou l'affouillement peuvent porter préjudice à la sûreté de la digue, les mesures à même de réduire ou d'atténuer leurs effets doivent être définies. La présente section expose les principes essentiels de sélection des mesures appropriées pour réduire les risques d'érosion et

d'affouillement dans les projets portant sur les digues. Si le niveau de détail présenté ici est suffisant pour que le lecteur puisse apprécier les paramètres clés spécifiques aux digues à prendre en compte, l'exposé de l'ensemble des mesures de protection de surface possibles outrepassa la portée du présent manuel ; le lecteur, pour de plus amples informations, devra se reporter aux ouvrages de référence concernés (par exemple, CIRIA, CUR, Cerema, 2007).

De la même façon que la protection de surface des digues (y compris le pied de celles-ci) peut évoluer du fait de processus morphologiques naturels, des modifications peuvent également se produire sur le positionnement et les profils des chenaux et de l'estran, et ces modifications peuvent impacter la stabilité des digues. Des méthodes telles que les épis (cf. encadré 9.25) et les protections longitudinales constituées d'un cordon d'enrochements en pied de digue peuvent être adoptées afin de réduire localement les vitesses d'écoulement et prévenir le sapement. De la même manière, sur le littoral, les épis, les brise-lames et le rechargement de plages (dispositifs à inscrire dans une perspective plus globale de gestion intégrée du trait de côte) sont habituellement employés pour retenir des matériaux et/ou réduire des vitesses de courant et l'action de la houle. Le lecteur, sur ces questions qui ne font pas l'objet d'une analyse approfondie dans le présent guide, devra se reporter à d'autres sources telles que Biedenharn *et al.* (1997) McConnell (1998), Rogers *et al.* (2010) et CIRIA, CUR, Cerema (2007).

Encadré 9.25
Épis

S'il ressort de l'analyse que de larges portions d'une digue sont susceptibles de se trouver exposées à des vitesses d'écoulement de nature à provoquer leur érosion, le recours à un ou plusieurs épis pour détourner ces courants de la digue, peut s'avérer plus économique. Les épis sont des segments de digue construits côté rivière avec un certain angle par rapport à l'orientation générale du tracé de la digue. Ils procurent une protection à la digue grâce au détournement des courants potentiellement dommageables pour celle-ci. Cette option de protection est généralement adoptée en cas de modification significative du tracé de la digue ou lorsque la digue empiète sur le lit mineur du cours d'eau ou encore quand des changements de position du chenal coïncident avec une modification du tracé de la digue (cf. figure 9.23).

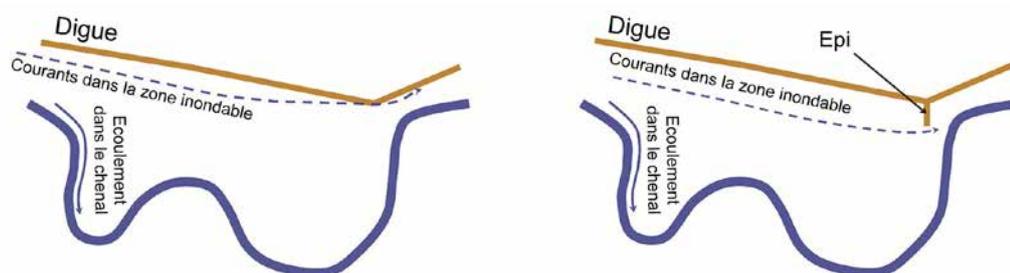


Figure 9.23 **Modes classiques d'utilisation d'un épi ; courants au niveau de la digue sans épi (a) ; courants au niveau de la digue avec épi (b)**

Peu de données quantitatives sont disponibles en matière de conception des épis pour l'atténuation de l'érosion des ouvrages. L'utilisation de modèles numériques représentant diverses configurations d'épis (longueur et profil) est recommandée pour l'évaluation des effets de ces structures sur les vitesses d'écoulement. Les résultats de ces modèles sont les vitesses et les élévations de la surface de l'eau calculées le long de la digue. Les modèles numériques en 2D permettent également de calculer les vitesses le long et autour de l'extrémité de l'épi, pour apprécier la nécessité d'ajouter un enrochement à l'extrémité de l'épi côté eau.

Les principes généraux suivants doivent être observés pour la conception des épis :

- **longueur et espacement** des épis peuvent être déterminés à l'aide de modèles numériques hydrauliques, en évaluant les effets des différentes configurations d'épis sur la puissance et la direction des courants ;
- l'extrémité de l'épi côté rivière doit être orientée vers l'amont (cf. figure 9.23b), car si le cours d'eau déborde au niveau de l'épi, le flux sera dirigé perpendiculairement à cet épi. Toute orientation qui aurait pour effet de diriger le flux et les courants vers la digue principale doit donc être évitée ;
- La **hauteur de crête** de l'épi :
 - à proximité de la digue principale, doit être identique à la cote de cette dernière, jusqu'à une distance suffisante pour empêcher tout impact d'un débordement éventuel au niveau de l'épi sur la digue principale ;
 - peut être constante ou diminuer vers l'extrémité de l'épi côté eau. Une crête profilée permet l'augmentation progressive de la longueur de débordement au fur et à mesure de l'augmentation des niveaux d'eau. Ceci permet à une partie de l'eau passant au niveau de l'épi de s'écouler directement en arrière de cet ouvrage ;
- l'épi peut être construit avec les mêmes matériaux que ceux de la digue principale ou avec des matériaux différents ;
- une protection contre l'érosion par des enrochements peut être aménagée le long de l'épi. Ou, inversement, des dispositions constructives permettant à l'épi de céder en cas d'événement extrême peuvent être prises.

9.6.1 Systèmes de protection de la surface

Outre l'herbe, une variété de matériaux, parmi lesquels le béton, la pierre et l'asphalte, peuvent être utilisés pour la couche de protection extérieure. La surface de la protection peut être lisse, irrégulière ou en escalier, et le revêtement, rigide ou souple. Les différents types de protection possibles pour les digues sont présentés au tableau 9.11. La masse et la résistance au cisaillement des matériaux de protection de la surface doivent être prises en compte dans les calculs géotechniques de stabilité d'ensemble (cf. sections 8.4, 9.8 et 9.9).

Tableau 9.11 **Caractéristiques générales des matériaux de protection de la surface**
(d'après Pilarczyk, 1995)

Type de couche de revêtement	Signes critiques de défaillance	Effort déterminant	Résistance
Sable/gravier	<ul style="list-style-type: none"> • amorce du mouvement • transport de matériau • déformation du profil 	<ul style="list-style-type: none"> • champ de vitesse 	<ul style="list-style-type: none"> • poids, friction • « stabilité » dynamique
Argile/pelouse	<ul style="list-style-type: none"> • érosion • déformation 	<ul style="list-style-type: none"> • vitesse maximale • impact 	<ul style="list-style-type: none"> • cohésion • racines d'herbe • qualité de l'argile
Enrochements	<ul style="list-style-type: none"> • amorce du mouvement • déformation 	<ul style="list-style-type: none"> • vitesse maximale • infiltrations 	<ul style="list-style-type: none"> • poids, friction • perméabilité de la sous-couche/du corps
Gabions ou matelas de gabion, géotextiles	<ul style="list-style-type: none"> • amorce du mouvement • déformation • déplacement des enrochements • abrasion/corrosion des câbles • lumière UV 	<ul style="list-style-type: none"> • vitesse maximale • impact des vagues • climat • vandalisme 	<ul style="list-style-type: none"> • poids • dispositif de blocage • armatures • perméabilité (dont sous-couche)
Blocs de béton agencés, dont matelas de blocs liés	<ul style="list-style-type: none"> • soulèvement • cintrage • déformation • glissement 	<ul style="list-style-type: none"> • surpression • impact 	<ul style="list-style-type: none"> • épaisseur, friction, emboîtement • perméabilité y compris sous-couche/géotextile • câblage/pointes d'ancrage.
Béton continu ou pavement en asphalte	<ul style="list-style-type: none"> • érosion • déformation • soulèvement 	<ul style="list-style-type: none"> • vitesse maximale • impact • surpression 	<ul style="list-style-type: none"> • résistance mécanique • poids

De multiples facteurs doivent être pris en compte dans la sélection du type de protection. La technique adoptée dépendra premièrement de la surface concernée, à savoir le talus côté eau, la crête ou le talus côté terre. Ces facteurs sont les suivants :

- fréquence de l'action des forces hydrauliques, y compris en situation de débordement et/ou de franchissement (événements extrêmes de peu fréquents à rares ou plus fréquents en tant que moyen de réduction des volumes de crue en déversant au niveau des zones de faible risque prédéfinies) ;
- probabilité de performance à long terme de la digue, en tenant compte notamment des risques de défaillance associés aux scénarios ordinaires et extrêmes (acceptabilité des défaillances ou de certains dommages) ;
- nature de la digue et du sol de fondations ;
- constructibilité de la digue selon l'option choisie au vu des conditions du site ;
- coûts d'investissement et de maintenance ;
- disponibilité des matériaux nécessaires et adéquation de ces matériaux avec les conditions du site ;
- capacité de mise en œuvre des activités de gestion et d'entretien ;
- aspect de la digue (certains matériaux tels que le gazon renforcé seront dissimulés par l'herbe elle-même, tandis qu'une solution plus structurelle peut être soit dissimulée sous une couche sacrificielle de sol et de gazon, soit laissée visible, ce qui peut accroître la confiance des résidents quant à la solidité de la digue).

Pelouse (couverture herbacée fauchée)

Les pelouses et les couvertures herbacées constituent le moyen de protection contre l'érosion le plus simple et le plus couramment utilisé dans le monde, pour les digues fluviales en particulier. Les racines pénètrent la surface de la digue, constituant un maillage dense capable de résister à de plus hauts débits qu'un simple sol dénudé. Dans la plupart des scénarios, pelouses et couvertures herbacées constituent un matériau idéal qui garantira, s'il est régulièrement et correctement entretenu :

- le maintien de la surface du sol, par une résistance à l'érosion que peuvent engendrer le flux laminaire, l'action des vagues, les franchissements et les précipitations ;
- l'atténuation des effets de dessiccation ;
- une régénération en cas de dommages ;
- une protection relativement peu onéreuse et robuste.

Les espèces de graminées doivent être sélectionnées de manière à maximiser le développement des racines et la densité de la masse racinaire (Hewlett *et al.*, 1987, Hemphill et Bramley, 1989 et USACE, 2012a). Ainsi le terme « pelouse adaptée » est-il parfois utilisé pour les espèces cultivées, nourries et entretenues dans le respect de régimes stricts et bien définis garantissant une croissance saine.

Pour obtenir une pelouse adaptée et robuste, les étapes suivantes sont recommandées :

1. prélever des échantillons du sol dans lequel la culture est prévue et les soumettre à des tests afin d'en connaître l'adéquation avec les différentes espèces de graminée ;
2. choisir le mélange de graminées en fonction de l'état du sol, des conditions climatiques et des conditions d'entretien ;
3. modifier le sol, si nécessaire, avant de semer, afin de s'assurer qu'il permettra un développement adéquat du gazon ;
4. décider de la méthode de semence et de culture du gazon.

De plus amples informations sur l'entretien des pelouses et des couvertures herbacées sont présentées en section 4.4 et des conseils pour le calcul de la résistance des talus enherbés sont fournis en section 8.4.2.

Si pelouses et couvertures herbacées ne sont pas suffisantes pour résister à des forces érosives, leur renforcement doit être envisagé. Une trame en géotextile ou un matelas de renforcement de gazon (MRG) peuvent être utilisés à cette fin, la résistance au mouvement des sols s'en trouvant améliorée. Un matelas de renforcement de gazon hautement performant (MRGHP) est un MRG offrant une résistance ultime à la traction (RUT) largement supérieure et une plus haute résistance au rayonnement ultraviolet. Les MRGHP sont généralement plus épais et plus denses que les MRG de première génération (catégorie moyenne). Ces paramètres, s'ils ne se traduisent pas directement en une plus haute résistance à l'érosion, présentent l'avantage de procurer une résistance supérieure aux charges de roulement des engins, ainsi qu'un cycle de vie plus long. La densité du MRGHP est telle, en revanche, qu'il procure la protection supplémentaire d'une barrière physique entre le corps de digue en remblai et l'écoulement des eaux – la résistance à l'érosion s'en trouvant au bout du compte nettement accrue. La question de la protection à l'aide de gazon renforcé est analysée de manière plus détaillée à l'encadré 9.26.

Encadré 9.26

Matelas de renforcement de gazon hautement performant

Matériau de matelas (MRGHP)

Un MRGHP est généralement formé d'un polypropylène tissé composé de fibres synthétiques non-dégradables, de monofilaments, d'un treillis et/ou d'autres éléments travaillés pour créer une matrice tridimensionnelle homogène, serrée, étroitement tissée, dont le but est de favoriser le développement dense des racines à travers le matériau. Des résistances minimales à la traction de 150 kPa, à la fois dans le sens de la machine et perpendiculairement, sont habituellement requises. Le textile ne doit pas être composé de couches de matériau discontinues et ne doit pas être maintenu à l'aide de coutures ou d'un filet adhésif.

Herbe et gazon

En conjonction avec le MRGHP, il est préférable d'utiliser un gazon déjà développé plutôt que d'y semer l'herbe. Le gazon présente l'avantage d'empêcher l'érosion due aux précipitations jusqu'à ce que les racines aient pénétré dans le matelas. Cette disposition offre une meilleure protection vis-à-vis des charges de roulement. La pénétration des racines dans le matelas est également plus rapide dans ces conditions.

Encadré 9.26 (suite)

Matelas de renforcement de gazon hautement performant

La méthode de conception et de construction ci-dessous (cf. figure 9.24) doit être suivie :

- préparation adéquate de la surface, notamment par son labourage, le retrait des pierres et de la végétation existante ;
- placement du MRGHP tendu sur la longueur de la crête de la digue, le talus arrière et la berme. Ancrage à la surface de la digue ;
- fixation du MRGHP dans des tranchées d'ancrage en deux points : l'extrémité côté eau (sur le talus, à 60 centimètres de la crête le long de la pente) et l'extrémité côté terre. Les tranchées doivent être comblées avec un remblai compacté à la même densité que le matériau constituant la section de digue ;
- disposition soignée du gazon, afin d'éviter tout dégât au cours de la sélection, de la préparation, du transport et du placement et au début du cycle de vie ;
- aménagement de transitions soignées au niveau des points durs, par ancrage du MRGHP dans des tranchées de 15 centimètres de large et de 30 centimètres de profondeur adjacentes aux points durs ;
- prolongement du dispositif de renforcement « très en amont du point où l'écoulement est en régime fluvial avant changement de régime » (Hewlett *et al.*, 1987), et d'une façon générale sur la crête de la digue, ce qui constitue aussi une protection contre les dégâts dus aux franchissements et aux éclaboussures des vagues (Bureau of Waterways Engineering, 2011) ;
- ajout en crête de voiries en asphalté ou en béton, au besoin, après disposition du MRGHP sur la crête. Dimensionnement pour résister aux forces latérales associées aux impacts des vagues, et pour supporter le trafic normal généré par les opérations de gestion et d'entretien.

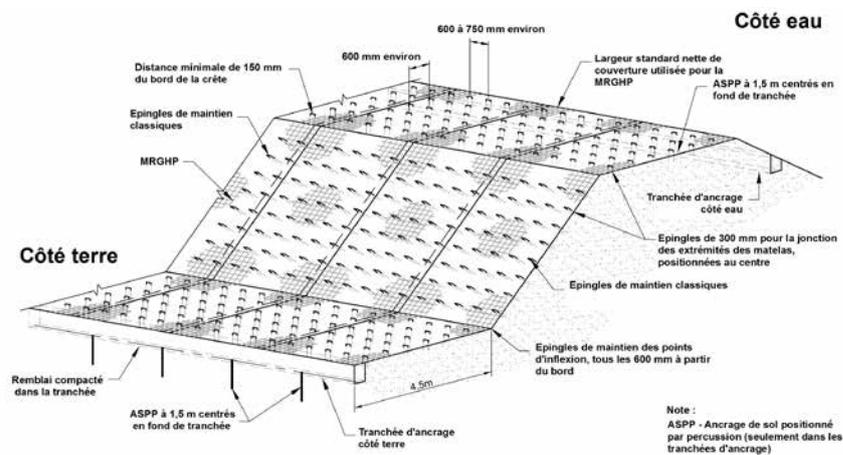


Figure 9.24 **Conditions de réalisation des tranchées et des ancrages du MRGHP**
(d'après USACE, 2012a)

Des MRGHP ont été employés sur des longueurs significatives des nouvelles digues dans le secteur de la Nouvelle-Orléans afin d'en améliorer la résilience lors d'événements de franchissement (cf. figure 9.25).



Figure 9.25 **Matelas de gazon renforcé**
(d'après USACE, 2011)

Enrochements

Les enrochements sont couramment utilisés pour protéger les talus des digues. Ils sont constitués de roches naturelles ou artificielles (cf. figures 9.26 et 9.27) disposées sur une couche filtrante, en matériaux granulaires (petits enrochements) ou en géotextile. Leur caractère perméable leur permet à la fois d'absorber l'énergie des vagues et des courants et de drainer les eaux interstitielles de la digue. Une couche d'enrochements d'une épaisseur importante peut être requise, ce dont il conviendra éventuellement de tenir compte dans les calculs de stabilité géotechnique. Les exigences de gestion et d'entretien des enrochements (cf. section 4.13) doivent être prises en compte dans la conception, aux fins d'évaluation de la capacité de maintenance du gestionnaire de la digue. L'impact sur l'environnement des enrochements peut ne pas être significatif, toutefois l'irrégularité de leur surface et les vides entre les blocs sont susceptibles, en cas d'utilisation dans des zones de loisir ou d'habitation, de générer certains risques pour la santé et pour la sécurité, ce dont il doit par conséquent être tenu compte dans la conception.

Les méthodes de calcul de dimensionnement relatives aux blocs d'enrochement sont décrites à la section 8.4.4. La conception des ouvrages en enrochements fait par ailleurs l'objet d'un certain nombre d'ouvrages de référence (CIRIA, CUR, Cerema, 2007).



Figure 9.26 **Revêtement en enrochements**
(source : William Allsop, HR Wallingford)

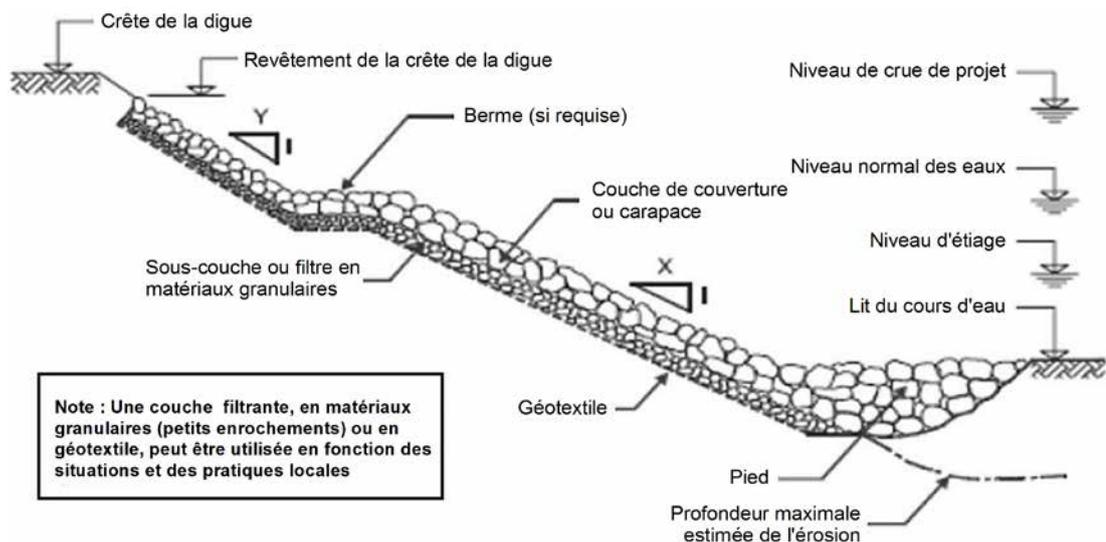


Figure 9.27 **Composants d'un revêtement en enrochements classique**
(source : CIRIA, CUR, Cerema, 2007)

Gabions

Les gabions et les matelas de gabions sont des cages constituées de treillis en acier ou en matériaux synthétiques remplies d'enrochements d'une taille généralement comprise entre 100 et 150 millimètres. Ils forment des ouvrages-poids capables de résister à l'affouillement, au renversement et au glissement. Les avantages suivants peuvent être mentionnés :

- la stabilité des enrochements, jusqu'à une certaine taille, est améliorée ;
- du fait de leur caractère perméable, la dissipation des eaux interstitielles n'est pas entravée ;
- la flexibilité de l'ouvrage lui permet d'épouser le profil naturel de la surface qu'il protège, d'où son utilisation courante pour la stabilisation des berges.

Les désavantages sont les suivants :

- la corrosion des fils d'acier et les dégâts provoqués par les sédiments et la végétation ligneuse sont susceptibles d'engendrer une importante déformation et une perte des enrochements ;
- les gabions sont susceptibles de glisser sur les talus les plus pentus ;
- des travaux de maintenance plus importants que pour de simples enrochements peuvent être requis.

Systèmes de revêtement flexibles en blocs de béton

La carapace des digues peut aussi être constituée de blocs ou de dalles de béton jointifs (cf. figure 9.28), posés manuellement ou à l'aide de moyens mécaniques. Ces éléments doivent être disposés soigneusement sur une couche d'assise de perméabilité relativement faible, et en prévoyant un espacement suffisant entre les blocs pour libérer toute accumulation de pression interne. Ces blocs sont conçus de telle sorte que chacun d'eux puisse résister aux forces de soulèvement, essentiellement grâce à leur masse, une résistance supplémentaire étant toutefois procurée par :

- la friction entre les blocs et la couche filtrante et entre les blocs adjacents ;
- la relative épaisseur et perméabilité de la couche de protection et des sous-couches ;
- l'angle de la pente du revêtement ;
- la compression et par la résistance à l'érosion des couches filtrantes.

Certains modèles (blocs en forme de coin sur les déversoirs par exemple), exploitent les caractéristiques de l'écoulement pour augmenter l'intensité des forces descendantes sur les blocs et améliorer ainsi la stabilité (Hewlett *et al.*, 1997). Les blocs ou dalles de béton utilisés sur les ouvrages fluviaux sont généralement d'une profondeur de 100 à 250 millimètres. Ceux utilisés sur les ouvrages côtiers ont une profondeur comprise entre 150 et 400 millimètres. Des variantes existent pour les crêtes et les talus des digues côtières, telles que les blocs joints par un dispositif de chevauchement (blocs à feuillure), les blocs en colonnes disposés selon un motif ou les blocs simples ou coniques avec injection des espacements par du bitume.



Figure 9.28 **Protection en blocs de béton**
(source : John Harris, HR Wallingford)

Lorsqu'ils sont utilisés dans des conditions plus agitées, les augmentations de l'épaisseur des blocs peuvent être limitées en fixant les blocs les uns aux autres en matelas. Ces dispositions sont destinées à accroître la stabilité, tout en maintenant une certaine flexibilité. Plusieurs systèmes brevetés ont été mis en œuvre au cours des dernières années au moyen de câbles d'acier, de nylon ou de polypropylène. Ces matelas peuvent être transportés jusqu'au site sur des remorques à plateau et installés très rapidement au moyen d'une grue et de poutres répartitrices. Ces dispositifs sont habituellement utilisés dans des situations pour lesquelles de fortes contraintes de cisaillement peuvent apparaître, par exemple dans le cas des déversoirs. Des améliorations supplémentaires de la stabilité destinées à prévenir tout soulèvement initial des matelas peuvent être obtenues par l'ancrage de blocs de béton sélectionnés à l'intérieur des matelas, afin de réduire le potentiel de soulèvement du système. Il convient toutefois de procéder avec prudence en cas de fort potentiel de défaillance des dits déversoirs.

Les principaux avantages des matelas de blocs en béton sont les suivants :

- maintien du contact avec les sous-couches au fur et à mesure de leur tassement ;
- niveaux réduits de pression de surcharge sur la digue ;
- facilité d'accès et de maintenance.

Les désavantages des matelas de blocs en béton sont les suivants :

- lourdeur des installations (équipements) requis pour l'installation des matelas ;
- risque de défaillance rapide des matelas en cas de perte d'un bloc ;
- les blocs de ce genre de matelas étant plus espacés que pour les systèmes de blocs individuels, un remplissage par une injection de gravier s'avère souvent nécessaire pour améliorer la stabilité.

Les matelas de blocs se caractérisent généralement par une faible perméabilité aux vagues, leur surface est relativement lisse, et la performance hydraulique générale de ces revêtements est proche de celle des talus imperméables et lisses.

Le revêtement continu en béton ou en asphalte des talus constitue une alternative aux dispositifs précédemment évoqués. La stabilité de ce type de carapace requiert que les pressions de soulèvement auxquelles le béton est soumis soient contrebalancées par le poids propre des matériaux. Le béton coulé *in situ* en dalles d'une épaisseur généralement comprise entre 75 et 200 millimètres constitue le type de carapace le plus simple. Cette disposition constructive est particulièrement utilisée sur les barrages-réservoirs terrestres dont les talus ne seront attaqués par les vagues qu'une fois l'ouvrage achevé.

Le revêtement continu présente l'avantage suivant :

- protection particulièrement robuste à même de résister à des sollicitations hydrauliques élevées telles que celles associées au franchissement par les vagues.

Les désavantages du revêtement continu sont les suivants :

- manque de perméabilité dont il peut résulter une pression de l'eau interstitielle élevée à l'intérieur de la digue et, par voie de conséquence, des risques d'instabilité ;
- risque de fissurations et de déformations dues à l'érosion des sous-couches ou le tassement (différentiel) de la digue et/ou des fondations de la digue combinés à l'effet de l'impact des vagues ;
- difficulté à détecter les phénomènes se produisant sous la surface de la digue, par exemple, la présence de vides, susceptibles d'entraîner l'apparition de dommages, ne peut être rapidement détectée.

Sable-ciment (y compris le béton compacté au rouleau)

Dans les régions semi-arides où l'utilisation d'herbe ou de gazon n'est pas envisageable, le recours au sable-ciment pour la protection des digues est encouragé par l'abondance des sols sablonneux qui les caractérisent (*cf.* encadré 9.27). L'ajout de ciment au sable à la teneur en humidité optimale, et le compactage du mélange de sable-ciment en résultant, permettent d'obtenir un matériau (le sable-ciment) résistant durablement à l'érosion. Dans les zones arides, les faibles hauteurs de la nappe phréatique permettent une excavation jusqu'à la profondeur d'affouillement maximale envisagée en conception sans qu'un assèchement ne soit nécessaire. La disponibilité du sable sur le site permet de réduire les coûts et d'éviter les impacts écologiques de l'acheminement de matériaux sur de longues distances.

En ce qui concerne les talus exposés à une action de la houle modérée à intense, le sable-ciment est habituellement disposé en couches horizontales successives d'une largeur de deux à trois mètres et d'une épaisseur de 150 à 300 millimètres, le long du talus (cf. figure 9.29). Cette protection dite « en marches d'escalier » est de nature, dans le domaine côtier, à favoriser la dissipation de l'énergie des vagues, et à réduire la hauteur du *run-up*. Cette technique permet également de développer la résilience à l'érosion latérale pendant les événements de crue ou de tempête.

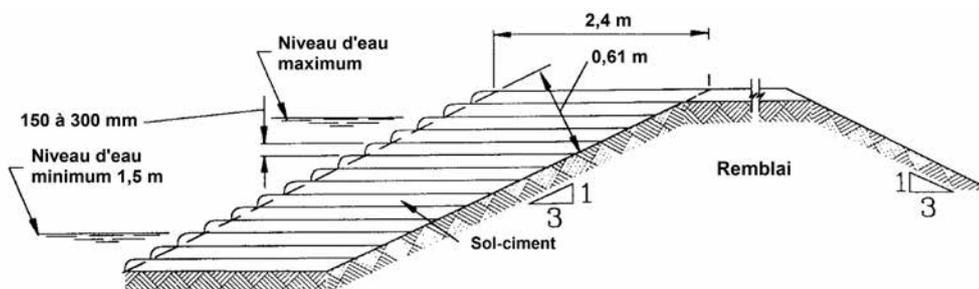


Figure 9.29 **Utilisation de sable-ciment pour la consolidation des talus des barrages et des digues** (d'après USACE, 2000)

Dans des situations moins critiques, la protection du talus peut consister à réaliser une couche de sable-ciment de 150 à 300 millimètres d'épaisseur parallèlement à la pente du talus. Cette méthode, appelée « placage », permet l'emploi de quantités de sable-ciment moins importantes que pour la méthode des « marches d'escalier ». Il n'est toutefois pas possible d'appliquer une telle couche sur des talus au degré d'inclinaison supérieur à 2.5 :1. Ce type de revêtement n'offre par ailleurs qu'une faible résistance à la remontée des vagues.

Ainsi que Richards et Hadley (2006) en ont fait état, une section classique est composée de couches horizontales d'une épaisseur d'environ 2,5 à 3 mètres disposées en marches d'escalier le long de la digue ou des pentes de la berge. Si ce modèle est utilisé en bordure d'un lit fluvial naturel, le dispositif de stabilisation de la base de sable-ciment doit être installé à une profondeur égale à la profondeur maximale de l'affouillement estimée sur le cycle de vie de la digue. À l'extrémité de la section couverte par du sable-ciment, un prolongement perpendiculaire doit être réalisé sur environ 15 mètres dans les sols naturels, afin d'empêcher l'érosion de tête derrière le sable-ciment.

Une fois l'application de sable-ciment réalisée, la finition de la surface du talus de la digue peut prendre plusieurs formes : elle peut être lissée, laissée dans son état naturel avec conservation de l'excès de sable ciment, ou des marches peuvent être grossièrement créées, sans coffrage. Afin de résister à la force abrasive des écoulements provoqués par les pluies d'orage, écoulements dont la vitesse peut atteindre jusqu'à six mètres par seconde, le sable-ciment est habituellement conçu pour atteindre une résistance minimale à la compression à sept jours de 5 MPa. Les conditions propres au terrain et la nature du sol utilisé dans le sable-ciment influenceront sur la composition du mélange ; des essais de composition doivent être entrepris. Si des cendres volantes sont utilisées pour le sable-ciment, une exigence de résistance à la compression à 28 jours est habituellement spécifiée.

Des précisions supplémentaires sur l'emploi de mélanges de sable-ciment pour l'amélioration de la résilience des talus de digue sont fournies par Richards et Hadley (2006). Les modalités d'utilisation de bétons compactés au rouleau pour la protection des déversoirs sont exposées à la section 9.14.4.1

Encadré 9.27

Utilisation de sable-ciment pour la stabilisation du talus de la digue

Le recours à des mélanges de sable-ciment pour la protection des talus des digues et des rives des cours d'eau du sud-ouest des États-Unis remonte au milieu des années 1960 (Hansen *et al.*, 2011). Hansen *et al.* (2011) établissent la qualité de la performance de la protection des rives par du sable-ciment au cours de cinq importantes inondations survenues entre 1983 et 2006, y compris deux événements d'inondation consécutifs à Tucson, en Arizona.

À Albuquerque, dans l'État du Nouveau-Mexique, du sable-ciment a été utilisé sur les deux arroyos de San Antonio et de Calabacillas, où la sensibilité au milieu a constitué une préoccupation essentielle. Une esthétique particulière a été recherchée à Calabacillas. Un béton projeté coloré a été utilisé en couverture du sable-ciment, et des « os de dinosaure » préfabriqués ont été disposés dans le béton projeté. Des marches ont également été créées au niveau des talus de Calabacillas et de San Antonio afin de ménager une sortie aisée du canal, ainsi que pour imiter une formation rocheuse stratifiée.

9.6.2 Protection des digues côtières contre l'érosion

Dans le choix d'un système de protection de digue côtière approprié, l'emplacement de la digue par rapport à la plage et à la zone côtière active constitue un critère important. Deux types de situations peuvent globalement être distingués :

1. **digue établie en retrait** de la zone côtière active, à distance des mouvements sédimentaires, et soumise à la seule action de la houle lors des événements les plus extrêmes. L'herbe représente en l'occurrence souvent le matériau de revêtement le plus économique en termes d'installation, de maintenance et, souvent, le plus performant. Si l'herbe ne peut offrir une résistance suffisante aux forces érosives du site ou ne peut former une couche de gazon suffisamment dense dans le matériau utilisé pour construire la digue, le recours à un dispositif de renforcement du gazon peut être envisagé (cf. encadré 9.26).
2. digue située **dans une zone aux sollicitations hydrauliques et morphologiques plus régulières**, où les phénomènes physiques, chimiques et biologiques ne permettent pas de maintenir durablement les couvertures herbacées. Les autres dispositifs tels que les enrochements (libres ou liaisonnés par un béton bitumineux ou colloïdal), les matelas articulés, les blocs à emboîter, les gabions ou les revêtements en béton peuvent s'avérer nécessaires. Ils devront être soigneusement conçus, au cas par cas. Il importe tout particulièrement de veiller à ce que la base de tout revêtement soit sécurisée, en particulier s'il se trouve au niveau de la zone dynamique sur le plan hydrosédimentaire. Des exemples de procédés de sécurisation de la base en enrochements sont fournis dans CIRIA, CUR, Cerema (2007) pour une grande variété de conditions de plage. En ce qui concerne les systèmes brevetés, l'avis de leur fournisseur doit être sollicité.

Les conditions de houle et de courant agissant sur la digue doivent être déterminées à la lumière des préconisations du chapitre 7. Il convient de garder à l'esprit :

- l'action de la houle et des courants sur la digue (cf. section 7.4) ;
- le potentiel d'affouillement de la fondation (cf. sections 8.2.3 et 8.2.4) ;
- l'action du franchissement des vagues (cf. section 8.2.1) et des écoulements en résultant sur les talus côté terre.

Le système de protection de la surface doit pouvoir résister aux actions des vagues et des courants au vu de ses caractéristiques de performance connues. Dans le cadre de la comparaison et de la sélection des systèmes alternatifs décrits à la section 9.6.1, les calculs techniques initiaux doivent suivre les procédures exposées aux sections 8.4.3 et 8.4.4. Une fois le système approprié sélectionné, sa conception détaillée nécessitera éventuellement de se référer à d'autres guides (CIRIA, CUR, Cerema, 2007 par exemple).

9.6.3 Protection des digues fluviales contre l'érosion

Les digues fluviales nécessitent une protection du matériau de surface contre l'érosion induite par les courants. L'érosion se produit tout aussi bien lors des crues normales qui submergent la plaine qu'au cours d'événements plus critiques tels que ceux qui ont servi à déterminer le niveau de crête de la digue. L'érosion survient principalement dans les circonstances suivantes :

- niveaux d'eaux suffisamment élevés pour inonder une portion de la digue ;
- chenal du cours d'eau dont le déplacement menace de saper la digue ;
- franchissement de la digue et risque d'érosion du talus arrière.

Toute conception requiert une évaluation rigoureuse des gammes de vitesses, de direction et de durée du courant (dont l'action est parallèle à la digue ou présente un angle d'incidence avec son alignement). La situation la plus critique susceptible de se produire doit être déterminée au vu de ces données, étant entendu que plus une vitesse perdure, plus le risque de mobilisation du sol est élevé. Cette évaluation doit notamment porter sur les aspects suivants :

- courants parallèles à l'axe de la digue et flux perpendiculaires ;
- courants susceptibles de venir attaquer les talus de la digue, en particulier au niveau des courbes ou des modifications dans le tracé du cours d'eau ;
- effets érosifs supplémentaires de l'agitation générée soit par l'action du vent soit par le passage de navires ;

- vitesse élevée des courants et turbulences engendrées par les butées et les piles des ponts, les systèmes de vanne, les rampes et les exutoires des systèmes de drainage ;
- situations potentielles de débordement de la digue (cf. figure 9.30).

L'évaluation de ces conditions doit être effectuée conformément aux préconisations de la section 7.3.

Le système de protection de la surface doit pouvoir résister aux actions des vagues et des courants au vu de ses caractéristiques de performance connues. Dans le cadre de la comparaison et de la sélection des systèmes alternatifs décrits à la section 9.6.1, les calculs techniques initiaux doivent suivre les procédures exposées dans les sections 8.4.3 et 8.4.4. Une fois le système approprié sélectionné, sa conception détaillée nécessitera éventuellement de se référer à d'autres guides (CIRIA, CUR, Cerema, 2007 par exemple).



a Vue en plongée montrant le franchissement de la section de digue sacrificielle

b Vue oblique montrant l'érosion du talus aval de la digue conforme au plan d'exploitation des ouvrages de dérivation

Figure 9.30 **Franchissement de digue et érosion en résultant en l'absence de mesures de protection, USACE, opération Birds Point/New Madrid Floodway conduite lors des inondations de 2011, États-Unis**
(source : USACE, district de Memphis)

Il doit être tout particulièrement tenu compte de la protection des talus côté terre sur les segments de digue dont le niveau de crête est abaissé de manière à permettre le débordement dans le cas où le niveau des eaux dépasse le niveau de projet. Ces segments sont souvent définis de manière à provoquer le débordement initial au point le moins dangereux (cf. figure 9.30). La conception de ces **tronçons avec déversoir** est présentée en section 9.14, ainsi que les méthodes visant à minimiser le potentiel d'érosion et de rupture ultérieurs sur ces segments.

La protection temporaire par la pose d'une membrane de polyéthylène sur la surface (cf. encadré 9.28) constitue une méthode utile si des interruptions de l'activité de construction sont nécessaires ou en cas d'interventions d'urgence.

Encadré 9.28

Mesures temporaires de protection

Suite à l'activation du canal de dérivation des eaux de crue de Birds Point/New Madrid, au cours de la crue du Mississippi en 2011, une restauration des segments de la digue sacrificielle avait dû être entreprise. L'ensemble des travaux nécessaires au rétablissement du tracé de la digue et à la reconstruction du tronçon affecté n'ont pas pu être accomplis en une seule saison. Ainsi la digue n'a pu être élevée qu'à une hauteur intermédiaire avant la saison de crue de 2012. Sur les segments de digue les plus larges, des caissons remplis d'agrégats (bastions Hesco) ont dû être réalisés afin de parvenir au niveau souhaité. Des inquiétudes se sont fait jour à propos des effets des vagues générées par le passage des navires et par le vent, ainsi que des effets des courants susceptibles d'affecter la digue nouvellement construite au cours de la saison de hautes eaux à venir. En conséquence, la membrane de polyéthylène a été disposée sur le remblai côté rivière et sur les caissons remplis d'agrégats afin de protéger la surface du remblai des courants. Il est à noter que la membrane de polyéthylène a été lourdement lestée afin d'empêcher qu'elle ne s'enroule lors d'une crue, sous l'effet des courants. La membrane de polyéthylène a en outre dû être disposée de manière à assurer le chevauchement des feuilles amont avec les feuilles aval adjacentes (cf. figure 9.31).

Encadré 9.28 (suite)
Mesures temporaires de protection



Figure 9.31 **Membrane de polyéthylène disposée sur la digue nouvellement construite pour sa protection temporaire contre l'érosion**
 (source : USACE, district de Memphis)

9.6.4 Modalités de conception des dispositifs de protection de surface

Des dispositions constructives particulières doivent être adoptées s'agissant des dispositifs de protection de surface, au nombre desquelles :

- **ancrage** : définition des exigences de maintien du dispositif en place ;
 - au niveau des bordures de tout dispositif de renforcement ;
 - au niveau des ouvrages de génie civil ;
- **couche filtrante ou couche d'assise** (cf. section 9.7.4) : définition
 - des exigences relatives à la couche d'assise si du béton armé doit être utilisé ;
 - des exigences en matière de filtration si l'utilisation d'une carapace poreuse est prévue ;
- **crête** : préciser la conception de la crête et en particulier la transition entre la carapace et le sol, ainsi que l'ancrage éventuellement requis afin d'empêcher son déplacement en conséquence d'une érosion qui apparaîtrait au pied de la carapace ;
- **chenal** : définition des sections transversales à la fois du talus de la digue et du chenal perpendiculairement à l'écoulement, en précisant la profondeur de celui-ci. Analyse minutieuse de toute éventuelle transition entre les surfaces planes (deux ou davantage) ;
- **pied de talus** : réalisation de la conception détaillée du pied afin de prévenir le sapement par affouillement (cf. section 9.6.4.1) ;
- **construction** :
 - joints en géotextiles ou renforcements en béton ;
 - préparation du remblai de la digue avant la pose de la carapace ;
 - maintien temporaire des renforts en géotextile.

9.6.4.1 Pied de talus et protection contre l'affouillement

La protection adéquate du pied d'un talus ou d'une berge est essentielle pour sa stabilité. De nombreux mécanismes de défaillance sont provoqués par la diminution de la résistance en pied de talus. L'estimation de l'affouillement (conformément aux préconisations des sections 8.2.3 et 8.2.4) peut par conséquent s'avérer une étape importante de la conception. Le pied de tout dispositif de protection doit être sécurisé au vu des évaluations des risques d'affouillement général et local ou de mouvement du chenal de nature à provoquer le sapement de la digue.

Des exemples de solutions de sécurisation du pied de l'enrochement pour une grande variété de dispositifs sont présentés à la figure 9.32. Des précisions supplémentaires sur les modalités de conception et de sécurisation du pied des systèmes de protection sont fournies dans CIRIA, CUR, Cerema (2007). Pour ce qui est des systèmes brevetés, l'avis du fournisseur du système doit être sollicité.

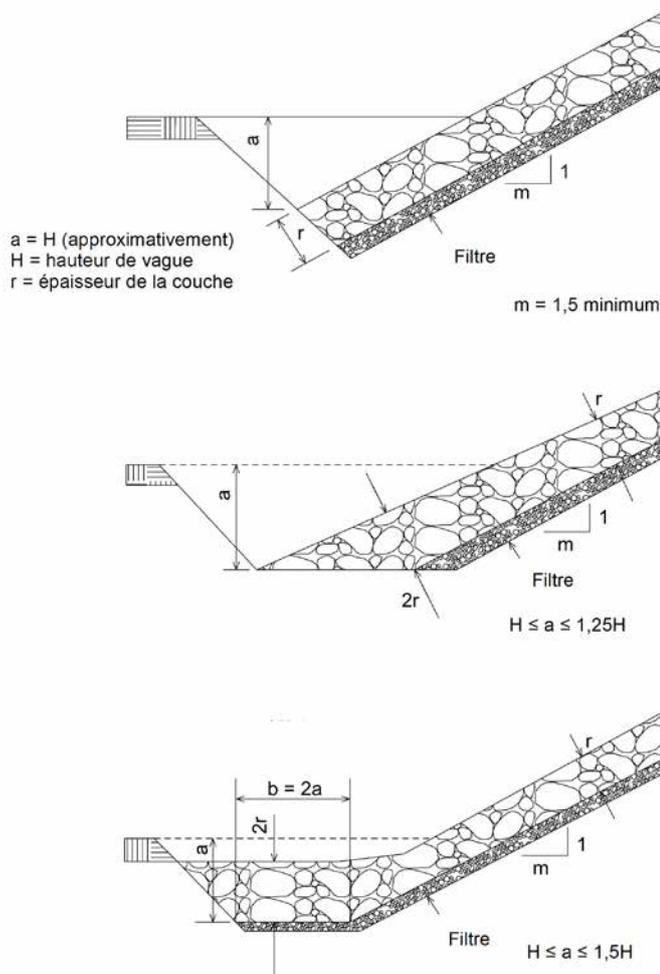


Figure 9.32 **Détails relatifs au pied de la carapace : faible potentiel d'affouillement (a), potentiel d'affouillement faible à modéré (b), potentiel d'affouillement modéré à important (c)**
(source : USACE, 1995a)

Les deux principales méthodes de protection du pied consistent à utiliser :

- un matériau en quantité et à une profondeur suffisantes, au vu de la profondeur d'affouillement maximale prédite ;
- un revêtement flexible qui continuera de protéger le pied lors du développement de la fosse d'affouillement. La problématique principale en matière de protection du pied de talus est de disposer d'une quantité suffisante de matériau de protection, de telle sorte que ces matériaux puissent descendre dans la zone affouillée au fur et à mesure de son développement, sans compromettre la stabilité de la protection du reste de la berge ou du talus.

Dans le domaine fluvial, les équations de stabilité utilisées pour la conception des dispositifs de protection du lit et du talus seront également applicables à la conception de la protection du pied. En pratique, les différences qui apparaissent sont avant tout imputables aux dispositions constructives telles que l'épaisseur et la profondeur de la carapace au niveau du pied, ainsi qu'à son mode de réalisation (sous l'eau ou à sec).

En milieu côtier, du fait de la nature de l'action des vagues (le déferlement en particulier) et des nombreuses combinaisons possibles de hauteurs de vagues et de profondeurs d'eau, des calculs spécialisés peuvent être requis. Des précisions supplémentaires sont fournies dans les guides de conception détaillée tels que CIRIA, CUR, Cerema (2007) et McConnell (1998).

9.6.5 Protection contre le débordement et le franchissement des murs de protection

La conception des murs de protection qui peuvent être franchis par les eaux doit prévoir l'installation d'une protection contre l'érosion côté terre, des défaillances risquant de survenir en conséquence de la perte de résistance latérale induite par l'érosion. La protection contre l'érosion doit pouvoir résister à la force de la chute libre de l'eau ayant franchi la paroi. Le jet plongeant pénètre l'eau présente côté terre, créant de puissants remous qui érodent le sol s'il est dépourvu de protection. Le même mécanisme provoquera l'affouillement des fondations en l'absence d'eau s'accumulant côté terre (cf. figure 9.33). La défaillance se produit si la portion demeurée intacte des fondations adjacentes au mur ne peut résister à la force de cisaillement ou au moment de renversement auxquels le mur est soumis.

Le concepteur doit tenir compte de :

- la hauteur de l'eau au-dessus du mur de protection contre les inondations ;
- la hauteur du mur de protection au-dessus de la surface du sol côté terre ;
- la vitesse de l'écoulement à l'approche du mur de protection (lorsque l'écoulement est pour l'essentiel parallèle au mur de protection, les vagues ou les surcotes entraînent une augmentation de la vitesse de déversement) ;
- la durée du franchissement ;
- la taille et du type de carapace.

L'emplacement, l'angle d'incidence et la force du jet d'eau plongeant peuvent être estimés d'après les équations de la section 8.2.2.4. Dans les situations de franchissement provoqué par une surcote de tempête ou un tsunami, la vitesse incidente de l'écoulement peut être fortement augmentée dans sa composante horizontale. Cette vitesse horizontale a pour effet de modifier la trajectoire du jet, dont elle est susceptible de provoquer l'oscillation.

Conception de dispositifs résistant aux franchissements

Pour les murs de protection, le processus général de conception de dispositifs résistant aux débordements et aux franchissements est le suivant :

1. déterminer si les vagues sont susceptibles d'engendrer une surcote et, le cas échéant, estimer la vitesse d'incidence induite par la surcote ;
2. calculer le débit de franchissement ou de débordement et les vitesses d'écoulement conformément aux préconisations des sections 8.2.1 et 8.2.2 ;
3. estimer la taille du matériau de protection requis pour résister aux forces de soulèvement et aux courants horizontaux dans la zone d'impact du jet sur le sol naturel. Le recours à une carapace flexible pour résister aux forces de soulèvement importantes engendrées par le jet n'est pas recommandé. Il a en revanche été établi que des dalles de béton ou des enrochements liaisonnés constituaient des dispositifs efficaces ;
4. étendre la carapace de la façade du mur de protection jusqu'au-delà de la limite extérieure de la trajectoire. La longueur de l'extension de la carapace au-delà de la trajectoire calculée doit être déterminée en fonction :
 - i. de la trajectoire du jet ,
 - ii. de la distance aux ouvrages ou aux installations adjacentes ;

5. si l'option de la dalle en béton est retenue, concevoir celle-ci comme une poutre renforcée pour résister à l'impact des eaux de débordement/franchissement.



Figure 9.33 Fosse d'affouillement au pied d'un mur « en T » du côté est du canal de navigation d'arrière-port (IHNC) après l'ouragan Katrina, Nouvelle-Orléans, États-Unis
(source : USACE, district de la Nouvelle-Orléans)

Avertissement

D'importants problèmes d'érosion externe et interne peuvent survenir au niveau des transitions de divers types. Ce point est abordé à la section 9.11.

9.6.6 Protection de la surface pour résister à la glace

La conception de la plupart des digues ne nécessite pas de prise en compte des charges liées à la glace. Il importe en revanche, sous certaines latitudes (les régions subarctiques telles que l'Alaska, le Canada, la Scandinavie et la Russie septentrionale ou aux abords des grandes chaînes de montagnes en particulier), de considérer les diverses incidences de la glace sur la performance et l'intégrité des digues. En général, le choix de prendre en considération ces sollicitations dans la conception est fait à l'aune de l'expérience passée et des règles de l'art en vigueur localement (cf. section 7.3.12).

Brown et Clyde (1989) ont établi que la glace pouvait affecter les dispositifs de protection de la surface de différentes façons :

- le mouvement de la glace de surface peut engendrer des forces de compression et de flexion et d'importants impacts de chargement ;
- le déplacement tangentiel de la glace le long d'une digue peut se traduire par d'importantes forces latérales de cisaillement ;

- le dégel de glace accumulée en amont peut provoquer un rapide déversement d'eau et de blocs de glace et, par voie de conséquence, une inondation avec le possible franchissement de l'eau et de la glace.

Brown et Clyde (1989) et le Département des transports du Colorado (2004) notent, d'après les observations historiques des déplacements de glace sur les rivières de la Nouvelle-Angleterre, que les enrochements, dimensionnés pour résister aux crues de projet des fleuves, résisteront aussi aux forces engendrées par la glace. Ils préconisent d'évaluer au cas par cas ces forces. L'ampleur des déplacements de glace, le plus souvent, ne justifient pas une analyse détaillée. Pour les sites sur lesquels les flux de glace ont pu poser problème par le passé, Brown et Clyde (1989) et le Département des transports du Colorado (2004), suggère d'appliquer dans le cas général un coefficient de stabilité de 1,2 à 1,5 et d'augmenter ainsi le diamètre nominal des enrochements. Ils notent toutefois que le choix du coefficient de stabilité relatif aux problèmes d'érosion provoqués par la glace doit être effectué au vu de l'expérience acquise localement. Pour la conception des enrochements, si les débris flottants et/ou de la glace sont susceptibles de provoquer d'importants impacts, ils précisent également que, le coefficient de stabilité doit être augmenté à des valeurs comprises entre 1,6 et 2,0 (cf. tableau 9.12).

Tableau 9.12 Principes de sélection des facteurs de stabilité pour la conception des gabions (Brown et Clyde, 1989)

Condition	Éventail de coefficients stabilité*
Écoulement uniforme : portion droite ou légèrement incurvée (rayon de la courbe/largeur du canal > 30) ; impact des vagues et des débris flottants minimal ; peu ou pas d'incertitude en matière de paramètres de conception.	1,0-1,2
Variation progressive de l'écoulement : courbe peu accentuée (30 > rayon de la courbe/largeur du canal > 10) ; impact des vagues ou des débris flottants modéré.	1,3-1,6
Variation rapide de l'écoulement incident et courbe accentuée (rayon de la courbe/largeur du canal < 10) : impact potentiel des débris flottants et/ou de la glace important ; importantes vagues générées par le vent et/ou les navires (d'une hauteur de 0,3 à 0,6 mètre) ; importantes turbulences de l'écoulement ; remous au niveau des culées des ponts ; haut degré d'incertitude des paramètres de conception.	1,6-2,0

Note :

Le coefficient de stabilité correspond au nombre par lequel le diamètre nominal des enrochements, pour la conception hydraulique, doit être multiplié afin de tenir compte des effets de la glace.

Vaughan *et al.* (2002) ont étudié la pertinence des recommandations de Brown et Clyde (1989) dans des conditions plus sévères. Ils ont examiné, pour la conception des enrochements, cinq scénarios relativement sévères concernant la glace, se livrant à des évaluations et à des calculs indépendants, pour chacun desdits scénarios, afin de vérifier les recommandations en question :

1. ancrage de la glace en flottaison aux enrochements et effet de réduction de la masse caractéristique des enrochements ;
2. dommages induits par l'impact de la glace en flottaison ;
3. poussée de la glace en flottaison en direction de la rive ;
4. accumulation de glace engendrant une augmentation de la vitesse ;
5. augmentation de la force de traction longitudinale effective causée par la couverture de glace du cours d'eau.

Vaughan *et al.* ont déduit de leur analyse, pour les scénarios étudiés, que la plupart des coefficients de stabilité élevés (de 1,6 à 2,0) du tableau ci-dessus demeuraient pertinents.

L'effet de la glace sur la digue peut généralement être atténué par l'adoption de talus moins pentus ou par un dimensionnement supérieur des enrochements (cf. exemple à l'encadré 9.29).

Des précisions supplémentaires sont fournies dans CIRIA, CUR, Cerema (2007).

Encadré 9.29

Pratique en vigueur aux États-Unis pour les talus de digue sujets à l'action de la glace

Une pente de talus de 1V:4H ou inférieure est généralement adoptée dans le Midwest des États-Unis. Si une pente de talus de 1V:4H n'est pas possible, les dimensions de la digue doivent être augmentées et une protection par des enrochements envisagée.

La règle adoptée par le district Omaha de l'USACE est de dimensionner la protection par enrochements pour parer à un événement décennal. La surface de la glace en flottaison peut être estimée par modélisation numérique.

9.7 CONTRÔLE DES INFILTRATIONS ET SOUS-PRESSIONS

9.7.1 Généralités

Afin de remplir efficacement, et sans compromettre la sécurité, sa fonction principale consistant à empêcher le passage des eaux de crue, une digue doit permettre de contrôler les infiltrations, à un degré acceptable :

- à travers la digue (*via* les couches perméables, les fissures et les crevasses ou les terriers d'animaux) ;
- sous la digue (*via* les couches perméables ou les terriers d'animaux) ;
- au niveau des points de transition et des interfaces avec les structures de la digue tels que parapets ou tuyaux : ces infiltrations sont provoquées par l'érosion de contact, soit le processus de formation d'une voie d'écoulement entre un dispositif rigide et un remblai mal compacté ou peu résistant à l'action de la pression des eaux (Johnston *et al.*, 1999). L'érosion de contact constitue un dangereux phénomène qui, à l'instar de la fracture hydraulique, peut survenir soudainement, lorsqu'une charge hydraulique critique est atteinte. Il peut en résulter une rapide détérioration susceptible de déboucher sur une rupture de la digue.

Chacun de ces éléments est susceptible de provoquer la détérioration de la performance de la digue voire, à terme, de déclencher une défaillance soudaine pouvant elle-même se traduire par une rupture de la digue.

Considérations relatives aux percolations

L'impact des percolations doit être examiné sous deux angles principaux : défaillance soudaine et détérioration continue.

D'une part, la pression hydraulique et hydrostatique peut directement déclencher une **rupture soudaine** :

- l'action hydraulique peut se traduire par l'exercice d'une charge horizontale directe sur une digue, suffisante pour provoquer une rupture translationnelle ;
- une pression interstitielle élevée à l'intérieur du remblai est susceptible de provoquer une défaillance soudaine de la digue ;
- la pression hydrostatique de la nappe phréatique agissant sous le pied de la digue côté terre et liée au niveau de crue, est susceptible d'engendrer un soulèvement de nature à provoquer l'instabilité de la digue ou à créer un gradient hydraulique suffisant pour l'apparition de *sand boils* ;
- l'érosion interne de contact provoquée par une conception ou une construction inadéquate est susceptible de provoquer une rupture immédiate ou une détérioration rapide.

D'autre part, les percolations peuvent provoquer une **détérioration continue** et des problèmes tels que des fuites, un tassement de la crête et une inondation mineure. Cette détérioration, si elle n'est pas correctement gérée, peut engendrer une érosion interne (*cf.* section 9.8) et, au final, une rupture.

Le thème de la conception visant à éviter l'érosion de contact est abordé à la section 9.15 (dans la mesure où ce point est habituellement relié à celui de la fracture hydraulique entre la digue et les ouvrages rigides incorporés).

9.7.2 Analyse des phénomènes d'écoulements à travers et sous les digues

Les facteurs de percolation à travers la digue, de stabilité des talus de la digue et d'écoulement à travers les fondations de la digue sont tous liés. Les principaux éléments qui influent sur les écoulements à travers une digue et ses fondations sont :

- la charge hydraulique (niveau d'eau notamment) ;
- la structure et composants de la digue (chemins d'écoulements potentiels tels que couches perméables ou interfaces entre le remblai et les ouvrages rigides en particulier) ;
- la nature géologique de la fondation, en particulier le lien hydraulique entre les sols perméables et la source des eaux (mer ou rivière) ;
- l'état de la digue (présence de terriers d'animaux et de fissures de dessiccation en particulier) ;
- la conductivité hydraulique (perméabilité) des matériaux du remblai et de sa fondation ;
- les gradients hydrauliques des différents matériaux résultant de l'application de la charge hydraulique pendant la période de crue ;
- les vitesses d'écoulement dans les différents matériaux résultant de l'application de la charge hydraulique pendant la période de crue ;
- la granulométrie des matériaux concernés, et contrainte d'arrachement pour le matériau en question (contrainte de cisaillement requise pour l'arrachement de particules de sol par le flux de l'eau) ;
- la résistance au cisaillement (angle de frottement en particulier) des matériaux de la digue et de la fondation.

9.7.2.1 Perméabilité

La détermination de la perméabilité tant du matériau de remblai que des sols sous-jacents constitue sans conteste un aspect essentiel de la conception des digues. Il est indispensable, du point de vue de la conception, que les mesures ou les évaluations soient réalisées sur les matériaux dans un état représentatif de l'état effectif de ceux des sols naturels en place ou du remblai et de celui qu'ils sont susceptibles de revêtir à l'avenir. Le ratio entre perméabilités verticale et horizontale des différents matériaux est également important.

La perméabilité des sols naturels mesurée est réputée tributaire d'un grand nombre de facteurs, parmi lesquels :

- les conditions géomorphologiques des sols de fondation ;
- l'anisotropie et la stratification du sol ;
- la perturbation du sol provoquée par le forage et l'installation de l'équipement d'essai *in situ* ;
- la taille de l'échantillon ou de la zone testés (par exemple, essais sur un petit échantillon reconstitué en laboratoire à comparer avec un essai unique en forage ou un essai de pompage en forage avec une série de points d'observation adjacents) ;
- la perturbation ou la reconstitution incertaine des échantillons testés en laboratoire ;
- la méthode d'essai ;
- les niveaux de contrainte effectifs et leurs modifications au cours du processus de mesure.

Il importe que le concepteur prenne en compte les aspects énumérés ci-dessus dans la détermination des valeurs caractéristiques à utiliser dans les calculs de la vitesse d'écoulement, des volumes et des gradients, ainsi que pour la modélisation des processus tels que l'érosion interne dont il est question au chapitre 8. La perméabilité constituant un paramètre géotechnique particulièrement difficile à évaluer, les concepteurs ont pour habitude de considérer une plage de valeurs possibles plutôt qu'une valeur unique.

La question de la détermination de la perméabilité *in situ* et de la caractérisation de la perméabilité des matériaux de remblai est traitée au chapitre 7.

9.7.2.2 Écoulements stationnaires et transitoires

À la différence des barrages, les digues peuvent ne pas atteindre un état d'écoulement stationnaire. Cela dépend ou non de plusieurs facteurs comme la durée de l'hydrogramme de crue (ou surcote de tempête côtière) et la perméabilité des matériaux du remblai et de la fondation.

L'hypothèse d'état stationnaire relève en principe d'une approche prudente de la conception, les niveaux de pressions interstitielles, volumes, vitesses et gradients prédits étant tous potentiellement surestimés. Les analyses en écoulement stationnaire (décrites à la section 8.3.1) sont également plus simples et plus faciles à valider que les analyses transitoires. Les analyses en écoulement stationnaire sont toutefois susceptibles de revêtir un caractère prudent voire extrêmement prudent pour certains scénarios.

Les analyses d'écoulements transitoires dont l'objet est de prédire la manière dont les niveaux de pression interstitielle, dans le corps du remblai, sont susceptibles d'augmenter et de diminuer en fonction du niveau de crue, permettent habituellement une prédiction de comportement plus réaliste. Les calculs concernés sont en principe plus complexes et chronophages que les analyses d'état stationnaire.

Le résultat des analyses d'écoulement doit notamment concerner les volumes de percolation, de sorte que les exigences de drainage puissent être examinées si ces volumes s'avèrent conséquents. Il doit également définir la ligne piézométrique du corps du remblai, en vue de son utilisation dans les calculs de stabilité (ainsi qu'il en est question à la section 9.9). Ce type d'analyse doit enfin permettre de définir les gradients hydrauliques et les vitesses d'écoulement critiques de la zone interne de la digue, pour les besoins des calculs de sous-pressions, d'érosion interne (cf. section 9.8) et de conception de filtre conformes aux méthodes décrites au chapitre 8.

Étant donné les problèmes et les incertitudes souvent associés à la détermination de la perméabilité (sur le terrain ou en laboratoire), il peut s'avérer judicieux de comparer les résultats des calculs prévisionnels avec le comportement observé via un processus de rétro-analyse sur des digues pour lesquelles des données de surveillance sont disponibles. Une analyse de sensibilité peut également s'avérer utile, dans la mesure où la vérification de la performance des digues est difficile tant que l'événement rare d'inondation escompté ne s'est pas produit. Il ressort des analyses de sensibilité réalisées par le Département californien des ressources en eau (Chowdhury *et al.*, 2012), pour le cas étudié, que la modification de la perméabilité du matériau du remblai ne produirait qu'un effet limité sur le niveau de sortie de la ligne phréatique sur le talus de la digue côté terre.

9.7.2.3 Perméabilité des matériaux de la digue

La question de la perméabilité des matériaux de la digue est importante dans la mesure où :

- plus elle est élevée, plus la quantité de flux à travers le parement côté zone protégée du talus est conséquente ;
- les paramètres de résistance du sol et, par voie de conséquence, la stabilité des talus de la digue dans des conditions d'état stationnaire en dépendent. D'après Duncan et Wright (2005), les réductions de la stabilité de la digue se produisent pendant une inondation, en conséquence de la diminution des résistances effectives au cisaillement des matériaux provoquée par l'augmentation de la pression interstitielle à l'intérieur de la digue et du poids du sol induit par celui de la teneur en eau.

Le choix des matériaux de remblai de digue peut s'avérer limité, dans certaines zones géographiques, les concepteurs étant alors contraints d'utiliser des sols tels que des sables silteux et des graviers sableux, en principe réputés inadaptés pour la construction de barrières imperméables. Le recours à de tels matériaux provoquera immédiatement les problèmes suivants :

- les matériaux granulaires peuvent offrir une relativement forte perméabilité, le volume de l'eau traversant la digue au cours d'une inondation risquant par conséquent de produire une inondation d'un niveau préjudiciable ;
- les matériaux granulaires non cohésifs des digues sont sujets à la fois à l'érosion interne et de surface ;
- pendant une inondation, les sols granulaires très perméables, sur toute une digue, sont susceptibles d'engendrer une élévation des niveaux piézométriques, avec des conséquences néfastes pour la stabilité de la digue ,
- des vitesses élevées d'écoulement engendrées par les infiltrations à travers les matériaux de remblai perméables peuvent provoquer une suffusion (une forme d'érosion interne – cf. sections 8.5.3 et 9.8), dont les conséquences peuvent être la formation de cavités ou la rupture de la digue.

Pendant les périodes d'inondation, en particulier les événements lors desquels les digues sont soumises à des niveaux d'eau élevés sur une période prolongée, des infiltrations à travers les digues construites dans des matériaux d'une plus forte perméabilité (ou à travers les sols sous-jacents s'ils sont constitués de matériaux granulaires non cohésifs) sont susceptibles de se produire.

Les remblais granulaires perméables de certaines zones d'une digue peuvent s'avérer bénéfiques. La disposition de matériau granulaire du côté zone protégée d'une digue, par exemple, garantira un meilleur drainage du talus côté terre. De la même manière, l'utilisation de remblai perméable côté eau facilitera le drainage post-inondation et réduira les risques de défaillance consécutive à une baisse rapide du niveau d'eau. Les sections 9.7.3.4 et 9.7.3.5 traitent de l'utilisation du matériau perméable en question pour les drains internes et de pied.

9.7.3 Conception prenant en compte le contrôle des écoulements et des sous-pressions

L'évaluation des conditions probables d'écoulements peut aboutir au constat de l'existence de l'une des situations indésirables suivantes :

- débit de fuite supérieur aux limites acceptables ;
- pression interstitielle nécessitant d'être contrôlée ;
- niveaux de pressions interstitielles sous le parement coté zone protégée de la digue nécessitant d'être réduits.

Dans ces conditions, des dispositifs de contrôle doivent être incorporés à la digue (cf. également l'analyse des sections 3.3 et 3.4.), les différentes options étant les suivantes :

- recours à des bermes de stabilisation ;
- construction de couches imperméables sur la digue ;
- construction de parois étanches à travers les couches perméables ;
- usage de drains de pied en connexion avec les couches perméables ;
- installation de puits de décompression.

Les avantages et les désavantages de ces méthodes sont résumés au tableau 9.13.

Tableau 9.13 Avantages et désavantages des dispositifs de contrôle des écoulements et des sous-pressions

Dispositif de contrôle	Observations	Avantages	Désavantages
Bermes de stabilisation	<ul style="list-style-type: none"> • Une analyse des écoulements est requise pour déterminer les dimensions de la berme. 	<ul style="list-style-type: none"> • Dispositif robuste s'appuyant sur la masse pour contrecarrer le soulèvement. • Améliore la résilience au débordement. 	<ul style="list-style-type: none"> • L'occupation d'une superficie importante de terrain supplémentaire peut être requise. • Des quantités importantes de matériau de remblai supplémentaire peuvent être nécessaires.
Couches ou barrières imperméables	<ul style="list-style-type: none"> • Une analyse des écoulements est requise afin de déterminer les dimensions et les caractéristiques de la couche. 	<ul style="list-style-type: none"> • La barrière physique peut être vérifiée au cours de la construction. • Le matériau flexible se déplacera avec la digue. 	<ul style="list-style-type: none"> • Des talus peu pentus peuvent être requis afin d'éviter les défaillances dues à baisse rapide du niveau d'eau. • Un phénomène de dessiccation est susceptible de se produire. • La présence d'animaux fouisseurs risque de compromettre la performance.
Parois étanches	<ul style="list-style-type: none"> • Une analyse des infiltrations est requise si la paroi étanche n'atteint pas la base de la couche perméable. 	<ul style="list-style-type: none"> • Relativement simple à construire dans des sections courtes. 	<ul style="list-style-type: none"> • La rigidité de la paroi étanche peut être différente de celle de la digue, ce qui peut entraîner une contrainte supplémentaire.

Dispositif de contrôle	Observations	Avantages	Désavantages
Drains de pied	<ul style="list-style-type: none"> Une analyse des infiltrations est requise afin de déterminer le volume de l'eau transitant par la digue et de concevoir les systèmes de traitement des eaux de percolation. 	<ul style="list-style-type: none"> Relativement simple à construire sur de courtes sections. 	<ul style="list-style-type: none"> Le pompage des eaux recueillies peut être nécessaire pour la gestion des volumes escomptés ; cette solution ne garantit pas l'absence de risque de défaillance des pompes.
Puits de décompression	<ul style="list-style-type: none"> Une analyse des percolations est requise afin de déterminer le volume de l'eau transitant par la digue et de concevoir les systèmes de traitement des eaux récupérées. 	<ul style="list-style-type: none"> La pression de l'eau dans les couches juste sous la digue, est soulagée ; la pression hydrostatique est contrôlée. 	<ul style="list-style-type: none"> Le pompage des eaux recueillies peut être nécessaire pour la gestion des volumes escomptés ; cette solution ne garantit pas l'absence de risque de défaillance des pompes. Une maintenance supplémentaire est requise.

9.7.3.1 Bermes de stabilisation

Les bermes peuvent être construites dans des matériaux perméables pour la gestion des infiltrations et la réduction des niveaux de pression interstitielle agissant sur les digues, à l'instar des marais de Crayford (cf. encadré 9.30), ainsi que des digues rurales aménagées le long du fleuve Missouri, dans l'État du même nom, et le long des fleuves Feather et Sacramento, en Californie. Des largeurs importantes de bermes drainantes peuvent être requises, l'occupation d'un terrain considérable est alors nécessaire (cf. figure 9.34).

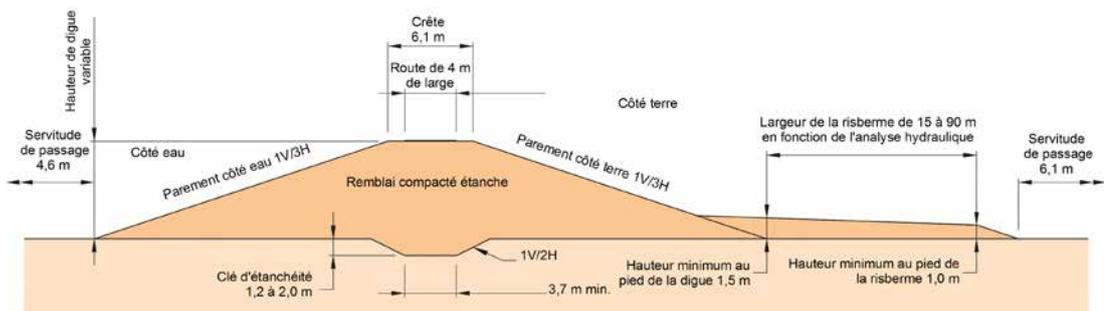


Figure 9.34 Digue avec bermes drainantes sur le fleuve Feather, Californie, États-Unis (source : Maire Perlea, USACE)

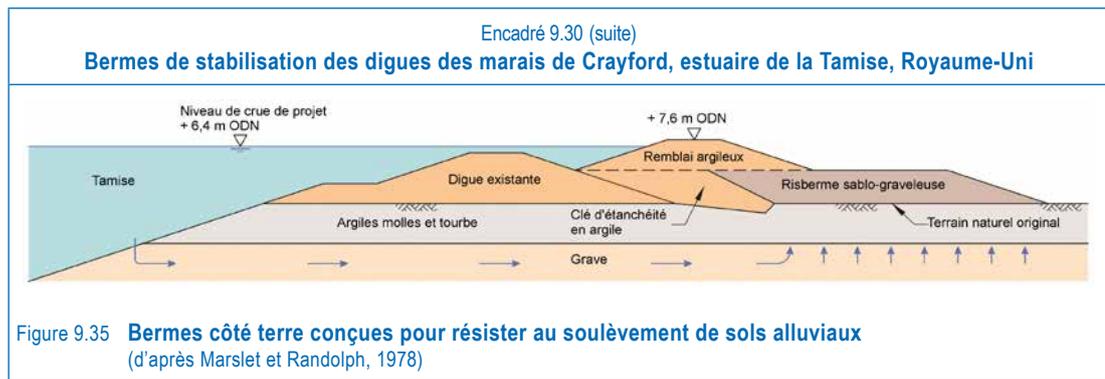
Les bermes drainantes sont largement utilisées, dans tous les États-Unis, pour le contrôle des infiltrations souterraines. Conception et construction des bermes drainantes sont décrites dans USACE (2000).

Encadré 9.30

Bermes de stabilisation des digues des marais de Crayford, estuaire de la Tamise, Royaume-Uni

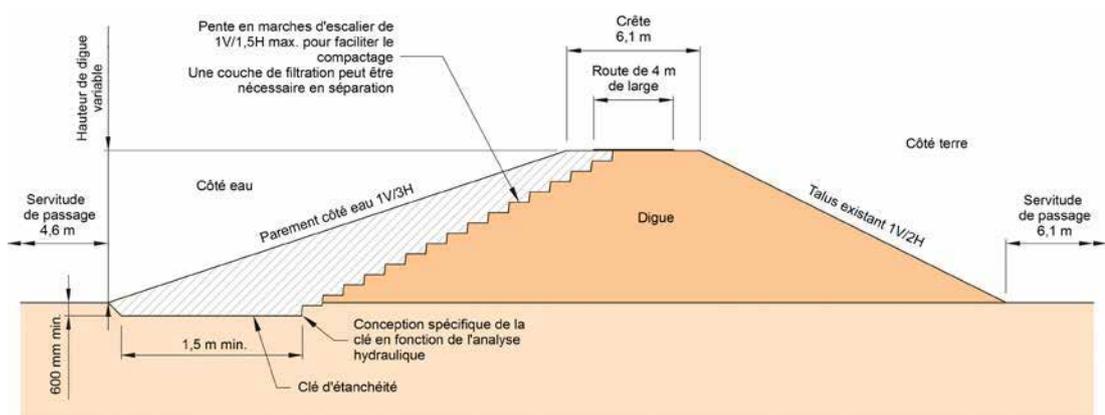
Marslet et Randolph (1978) décrivent les mesures des niveaux de pression interstitielle d'une couche de gravier sablonneux située sous des tourbières alluviales et des argiles molles, dans les marais de Crayford, mesures effectuées à l'aide d'une série de piézomètres, pour un grand nombre de cycles de marée. Marslet et Randolph ont développé un modèle analytique, à partir des observations effectuées, afin de reproduire la réponse de la piézométrie aux variations des marées. Ils ont ensuite utilisé ce modèle pour prédire l'augmentation de la pression interstitielle dans la couche de gravier sablonneux au cours d'un événement de surcote de tempête. Ils se sont appuyés sur les valeurs ainsi estimées pour la conception de la digue, préconisant que la digue des marais de Crayford soit renforcée sur son versant côté zone protégée à l'aide d'une berme de « remblai lourd ». Les sections transversales de la digue obtenues sont représentées à la figure 9.35.

Les bermes ont en l'occurrence été réalisées avec du gravier sablonneux, un matériau présentant l'avantage de permettre un drainage relativement aisé, évitant ainsi la définition d'un drainage de caractéristiques spécifiques. Le matériau en question n'est toutefois pas particulièrement résistant à l'érosion de franchissement. En ce qui concerne les digues de la Tamise, à Crayford, la revanche disponible étant supérieure à un mètre, la probabilité de franchissement a été jugée faible, et la conception n'a intégré aucun élément spécifique de résistance à l'érosion de franchissement (autre que l'herbe). Des mesures de protection de la surface du talus côté zone protégée auraient également été nécessaires si les franchissements avaient représenté un risque plus important.



9.7.3.2 Couches imperméables

La fonction des couches imperméables est de réduire les infiltrations à travers la digue elle-même et dans le sol au niveau du pied côté eau de la digue, augmentant la longueur du chemin hydraulique. La faible perméabilité des matériaux, à cet emplacement, est en revanche susceptible d'aggraver le risque de défaillances induites par la baisse rapide du niveau d'eau, dans la mesure, en effet, où les sols à faible perméabilité se caractérisent généralement par de faibles angles de frottement interne. Un exemple de couche imperméable construite sur le talus côté eau de la digue sur le fleuve Yuba, en Californie, est présenté à la figure 9.36.



9.7.3.3 Écrans étanches

Les écrans étanches tels que les murs de palplanches ou les parois moulées consistent en des dispositifs verticaux ou quasi verticaux destinés à faire obstacle aux percolations d'eaux souterraines (cf. figure 9.37). Ils sont installés, dans l'idéal, à travers la totalité de la couche perméable, sous la digue, mais une pénétration partielle du matériau concerné peut s'avérer suffisante en cas de couche perméable épaisse. L'effet des écrans étanches verticaux sur la réduction des niveaux de pression de soulèvement et des écoulements commence à se produire en cas de pénétration de 85 à 90 % de la couche perméable.

Si l'écran imperméable ne pénètre pas la totalité de la couche perméable, des analyses hydrauliques doivent être conduites afin de déterminer si l'allongement du cheminement de l'écoulement autour de l'écran imperméable partiel est suffisant pour réduire les niveaux de pression à un niveau acceptable sous le talus côté terre de la digue.

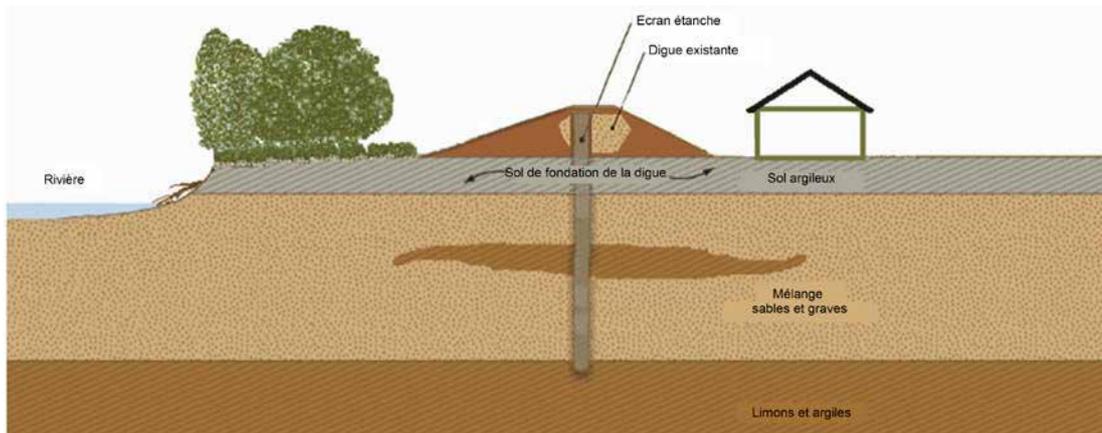


Figure 9.37 **Écran d'étanchéité construit à travers la digue et les fondations afin de prévenir l'instabilité liée aux infiltrations**

(source : Maire Perlea, USACE)

La figure 9.38 a trait aux résultats des analyses d'infiltration réalisées par Chowdhury *et al.* (2012) faisant apparaître qu'une diminution de la pression interstitielle et du niveau d'eau permise par la construction d'un écran étanche vertical peut produire des effets positifs tant sur la stabilité du talus que sur le gradient hydraulique au pied de la digue.

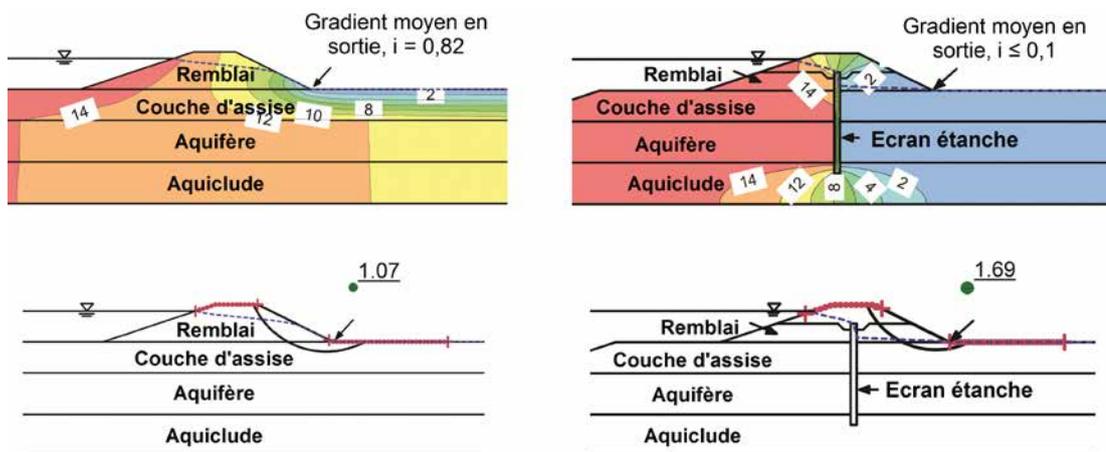


Figure 9.38 **Effet d'un écran étanche sur les infiltrations à travers la digue et ses fondations et sur la stabilité du talus**

(source : Chowdhury *et al.*, 2012)

9.7.3.4 Drains internes

La fonction des drains internes n'est en principe pas tant d'améliorer la stabilité de la digue que de contrôler l'érosion interne. Les sections transversales faisant apparaître les modalités de contrôle des infiltrations à travers une digue par l'emploi de drains internes sont présentées à la figure 9.39. Des précisions supplémentaires sur de simples systèmes de drainage utilisés pour contrôler les infiltrations sont fournies dans USACE (2000).

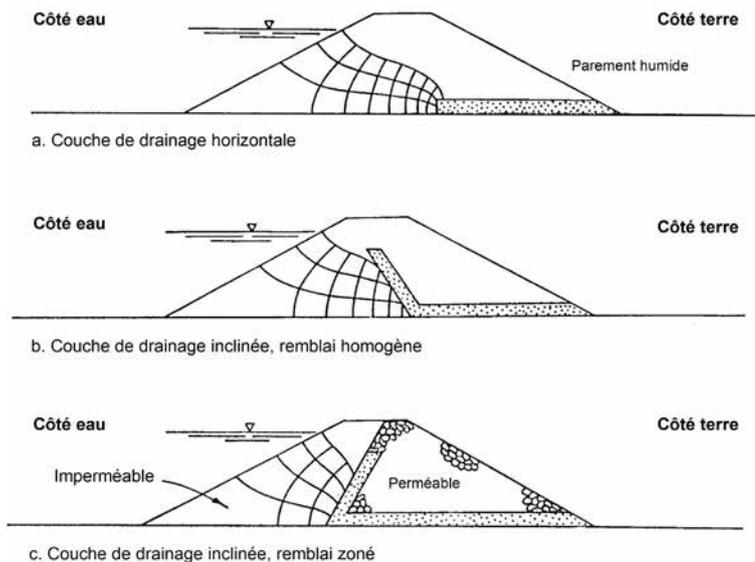


Figure 9.39 **Contrôle des écoulements à travers une digue par les drains internes** (d'après USACE, 2000)

9.7.3.5 Drains de pied

Les différentes modalités pour le contrôle des écoulements à travers une digue grâce à l'utilisation de drains de pied sont représentées à la figure 9.40. Les calculs des écoulements doivent être effectués dès la conception afin de déterminer le volume des eaux d'infiltration qui sera rejeté par les drains au cours de l'événement d'inondation et de dimensionner ces drains de sorte qu'ils soient dotés d'une capacité suffisante pour un tel rejet, ainsi que d'une capacité supplémentaire pour en garantir la résilience en cas d'événements plus extrêmes. Un système adéquat de détournement des eaux d'infiltration de la digue (vers la rivière/mer) doit être installé, de manière à éviter l'inondation. Si une méthode de pompage actif est employée dans le cadre de ce processus, les concepteurs doivent veiller à assurer la fiabilité du fonctionnement du système pendant l'événement d'inondation escompté.

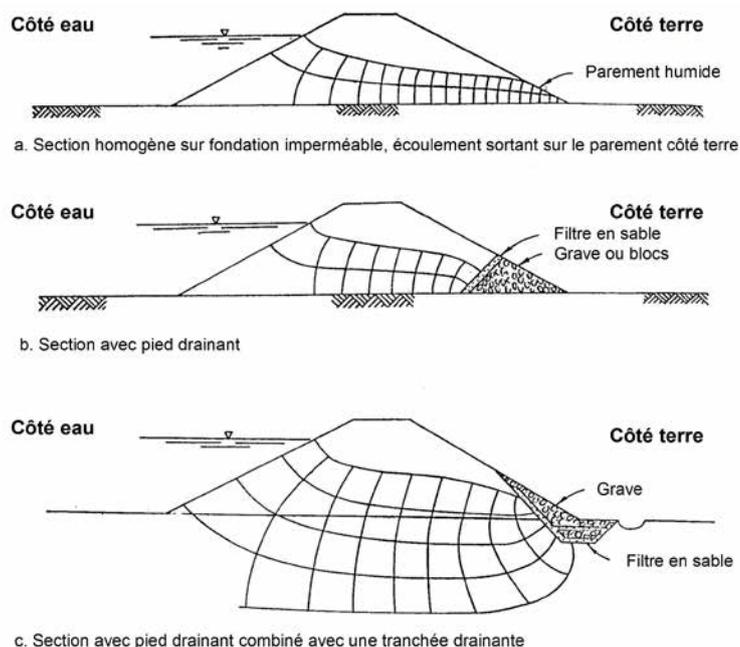


Figure 9.40 **Contrôle des écoulements à travers une digue par les drains de pied** (d'après USACE, 2000)

Dans des situations de fort potentiel d'érosion du versant côté zone protégée de la digue, la simple berme de stabilisation granulaire, dont une illustration est fournie à la figure 9.41, peut être modifiée par l'incorporation de dispositifs de protection de la surface du talus (conformément à ce qui est décrit à la section 9.6). Elle peut également être modifiée, lors de la conception, par le choix d'un matériau moins érosif. La solution peut être dans ce cas de prévoir la construction de l'essentiel de la berme au moyen de matériaux cohésifs, mais en installant un massif drainant ou un drain cheminée entre la digue originale et la berme. Ces bermes, qui présentent l'avantage d'augmenter la stabilité du talus côté terre lors d'une situation d'inondation, peuvent aussi être employées pour la gestion de problèmes tels que l'érosion interne et la formation de cavités. Les bermes en question ont été construites sur les talus côté terre des digues du fleuve Sacramento protégeant la ville de Sacramento et la zone de Natomas (cf. figure 9.41).

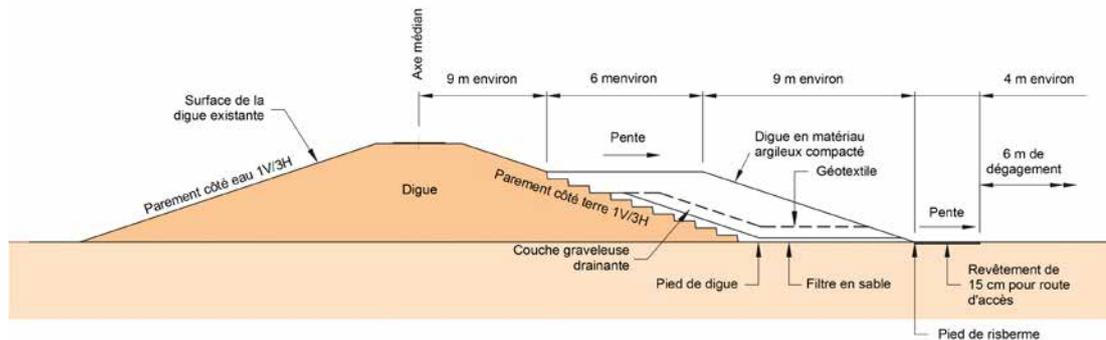


Figure 9.41 **Berme de stabilité avec couche drainante, Sacramento, Californie, États-Unis**
(source : Maire Perlea, USACE)

Le choix de la nature du matériau de drainage pour l'intérieur de la digue et de la berme revêt une importance capitale. La résistance des matériaux à l'érosion interne (cf. sections 9.8 et 8.5), en particulier, doit être vérifiée, afin d'éviter leur détérioration sur le long terme. Les drains de pied agissant en tant que dispositif de captage des flux d'infiltration, peuvent être soumis à des gradients et à des vitesses d'infiltration élevés susceptibles d'engendrer une érosion interne rapide et une défaillance soudaine s'ils ne sont pas conçus et construits avec soin ou s'ils sont soumis à des conditions plus critiques que celles pour lesquelles ils ont été conçus. Un drain de pied, sur le fleuve Feather, en Californie, a par exemple été soumis à des flux importants et, en 1996, a fini par céder, ce qui a déclenché la rupture de la digue à cet emplacement, causant trois morts et d'importants dommages économiques. Les systèmes de drains de pied doivent par conséquent être conçus avec un niveau de résilience approprié (cf. section 9.7.3.7).

9.7.3.6 Puits de décompression

Des puits de décompression peuvent être installés au niveau ou à proximité du pied du talus côté zone protégée de la digue, afin de réduire les niveaux de pression hydrostatiques des matériaux de fondation et, par voie de conséquence, le risque de soulèvement.

Les puits de décompression peuvent être passifs (décharge à la surface du sol) ou pompés. Les systèmes passifs sont privilégiés pour le contrôle des inondations, sauf certitude que le système de puits avec pompe continuera de fonctionner pendant une inondation (un haut niveau de redondance et au moins deux sources d'électricité différentes peuvent s'avérer nécessaires). Les eaux captées par les puits de décompression peuvent être soit recueillies dans un puisard soit pompées et réacheminées vers la rivière (comme c'est le cas le long des fleuves Missouri et Kansas). Il est également possible de les laisser s'écouler librement sur des terres agricoles adjacentes à la digue, conformément à ce qui est pratiqué le long du Mississippi.

Une illustration d'un puits de décompression classique est fournie figure 9.42. Si l'eau peut s'écouler via une interface entre différents types de matériau (entre des sols naturels et le matériau de filtrage du puits de secours par exemple), des calculs doivent être effectués afin de vérifier la stabilité interne des interfaces entre les matériaux (de manière, en d'autres termes, à éviter tout risque de suffusion et d'érosion interne).

Des recommandations supplémentaires pour la conception des puits de décompression sont disponibles dans USACE (1996). Un exemple d'installation de puits de décompression est fourni à l'encadré 9.31.

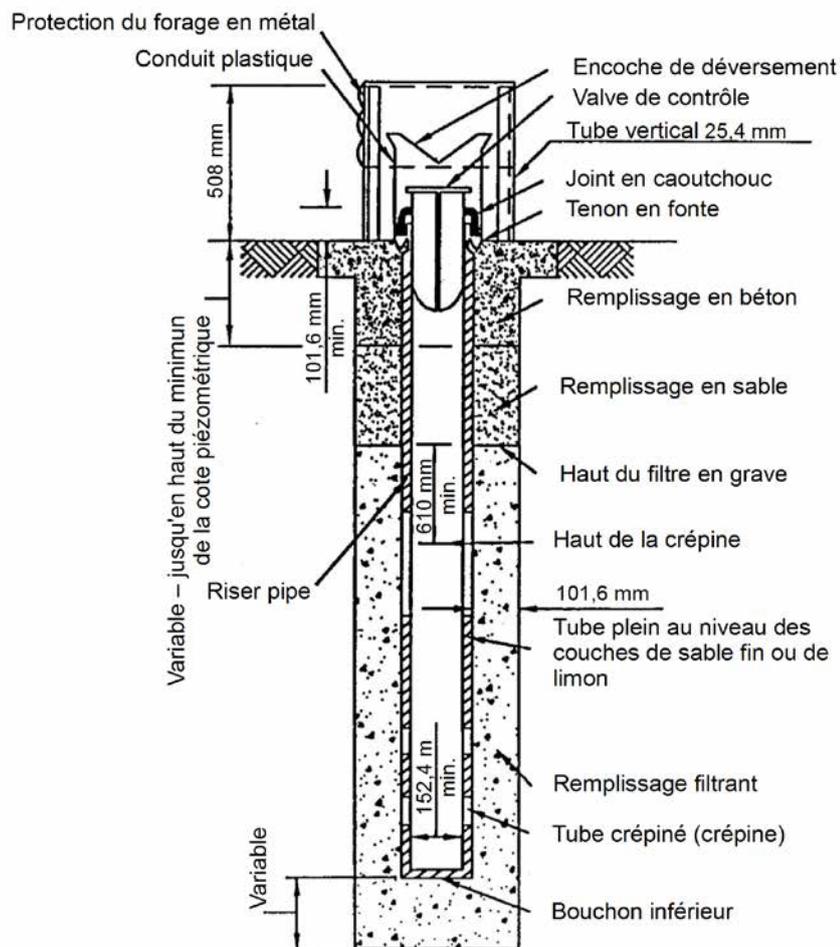


Figure 9.42 **Système de puits de décompression**

Encadré 9.3

Contrôle des niveaux de pression interstitielle et des infiltrations des digues à proximité du lac Pontchartrain, Nouvelle-Orléans

Le canal de navigation de l'arrière-port (Inner Harbour Navigation Canal, IHNC), Phase II, Réparations provisoires d'urgence, LPV-117, constitue un exemple de projet dans le cadre duquel ont été prises des mesures de contrôle des niveaux de pression interstitielle et des infiltrations sous une digue.

Le système de protection contre les inondations, à cet emplacement, a consisté dans des remblais en terre dotés de palplanches en acier laminé à chaud PZ-27 installées à partir de la crête. Les palplanches ont été recouvertes de béton armé, dans le but de constituer des murs « en I ». La partie supérieure des murs a été établie à une hauteur de 3,8 mètres, NAVD88. Sur le plan, le mur « en I » s'étendait sur une distance d'environ 1,6 kilomètre. Des puits de décompression ont été installés au pied de la digue côté terre tout au long de cette phase, dans le cadre de la construction originale des années 1970.

Les rejets des puits avaient lieu à la surface du sol (à une cote comprise entre environ 0,0 et 0,6 mètre). Les analyses du système de protection contre les inondations (confirmées par les données piézométriques recueillies dans le lac Pontchartrain lors des surcotes de tempête) ont abouti à la conclusion que les murs « en I » de cette phase ne satisfaisaient pas aux critères de conception, en matière de soulèvement hydrostatique. Il a en effet été établi que la couverture de confinement installée du côté zone protégée de la digue se situait à une cote basse et qu'elle était fine et de faible densité. La surface du sol, au pied de la digue, se situait à une cote comprise entre 4,3 et 5,5 mètres sous celle de la partie supérieure du mur « en I ». Le terrain du site était constitué d'une argile organique sous laquelle se trouvait une couche de sable fin.

Encadré 9.3 (suite)

Contrôle des niveaux de pression interstitielle et des infiltrations des digues à proximité du lac Pontchartrain, Nouvelle-Orléans

Une partie de la solution mise en œuvre au cours de cette phase le long de la façade est de l'IHNC a consisté : dans l'abaissement des sorties de 21 puits de décompression existants d'environ 2,4 mètres ; dans l'installation à mi-chemin entre les puits existants de 19 puits de décompression supplémentaires de 12,2 mètres de profondeur en acier inoxydable dont les rejets avaient lieu à la même hauteur ; et dans le raccordement de l'ensemble des puits à un collecteur enterré, lui-même relié à un canal de drainage (dont la surface de l'eau a été maintenue à une hauteur d'environ - 3 mètres au moyen de la station de pompage de Saint-Charles située à proximité). Une vanne de 450 millimètres de diamètre a été installée dans le nouveau collecteur qui, en principe, sera fermé, afin d'empêcher les puits de fonctionner lorsque cela n'est pas nécessaire (entre deux ouragans par exemple).

La construction du LPV-117 s'est terminée en 2009. Une solution similaire a été mise en œuvre en 2011 pour le LPV-119 (construction du LPV-117 opposé et de cinquante nouveaux puits, et abaissement des sorties de neuf puits existants), le long de la façade occidentale de l'IHNC, sur France Road. Le raccordement d'un nouveau puits au nouveau collecteur enterré est présenté à la figure 9.43, tandis que la figure 9.44 est une vue de la rangée de puits, une fois terminés, le long de la façade est de l'IHNC.



Figure 9.43 **Raccordement du nouveau puits de décompression au collecteur enterré**
(source : Richard Bird, URS)



Figure 9.44 **Puits de décompression au niveau du pied côté terre une fois terminés raccordés à un tuyau d'amenée enterré** (orientation nord en direction du lac Pontchartrain)
(source : Richard Bird, URS)

9.7.3.7 Résilience et fragilité des systèmes de contrôle des eaux souterraines

S'agissant de la conception de tout système de drainage pour la maîtrise de la pression des eaux souterraines, le niveau de robustesse et de redondance doit être défini en fonction du risque de défaillance. Il importe en particulier de tenir compte des aspects suivants :

- stabilité du système de filtration séparant le drain du corps de la digue, en particulier les gradients hydrauliques, les vitesses d'infiltration et la résilience à l'érosion interne au niveau des interfaces entre les différents types de matériaux ;
- conséquences d'une défaillance locale du système de drainage imputable soit à l'érosion interne soit, par exemple, à un système de pompage ;
- modalités de gestion des eaux recueillies par le système de drainage : en cas de pompage des eaux de crue du système de collecte (quelles seraient, par exemple, les conséquences d'une défaillance de la pompe ?) ;
- modalités de suivi et de maintien de la performance du système pendant tout le cycle de vie de la digue (les drains peuvent-ils par exemple, être entretenus de manière à ne pas se boucher sur un nombre d'années donné ?).

9.8 CONTRÔLE DE L'ÉROSION INTERNE

La problématique de l'érosion interne revêt une importance capitale pour les concepteurs des grands barrages. Ces ouvrages retiennent l'eau pendant des décennies et les conditions d'écoulement stationnaire sont généralement atteintes. L'action de l'érosion interne, sur des périodes prolongées, peut s'avérer hautement dommageable, mais peut se développer de manière invisible depuis la surface. Pourtant, une fois l'état critique atteint, ce processus est susceptible de rapidement s'accélérer. L'érosion interne constitue par conséquent une préoccupation constante des exploitants de barrage.

Si certaines digues de zones de faible altitude ou le long des canaux assurent également la retenue d'eau de manière quasi continue, de nombreuses autres digues ne sont qu'occasionnellement ou périodiquement soumises à leurs niveaux d'eau nominaux. Elles ne subissent donc pas constamment des niveaux de pression hydraulique élevés. Si l'une des causes de détérioration s'en trouve écartée, ces digues peuvent ne faire l'objet d'aucun test pendant des décennies. La détérioration de la digue sur une telle période est susceptible de réduire sa capacité à résister aux infiltrations (engendrées, par exemple, par des fissures de dessiccation, par la présence de terriers d'animaux ou par l'érosion interne provoquée par une précédente inondation n'ayant pas été détectée). La conception des réhabilitations des digues existantes doit par conséquent comprendre une évaluation des flux d'infiltration et de la résilience du remblai et des matériaux filtrants à l'érosion interne.

De récentes recherches (Benahmed et Philippe, 2012) ont contribué à améliorer les connaissances relatives aux digues dans le domaine des infiltrations et de l'érosion interne, et à clarifier quatre des processus d'érosion interne recensés, ainsi que la manière dont ces mécanismes pouvaient contribuer à la détérioration et à la rupture de la digue.

9.8.1 Érosion interne : processus de base

Benahmed et Philippe (2012) présentent l'érosion interne comme le phénomène en rapport avec l'ensemble des processus de détachement et de transport des particules de sol provoqués par des flux d'écoulement à travers un remblai en terre (barrage, digue, etc.) ou les sols qui constituent ses fondations. Ils recensent quatre processus de base de nature à contribuer à l'érosion interne (dont une première présentation puis une description plus approfondie sont effectuées respectivement aux sections 3.5 et 8.5). Ces processus peuvent être résumés comme suit :

- **érosion régressive** (cf. figure 9.45) : détachement des particules de sol lorsque les eaux d'infiltration émergent au niveau d'une surface non filtrée, entraînant la formation régressive de cavités et de sand boils ;
- **érosion concentrée ou de conduit** (cf. figure 9.46) : transport de particules de sol *via* un itinéraire naturel existant créé par des animaux ou *via* un itinéraire artificiel à l'intérieur de la digue ou de ses fondations ;

- **Suffusion** (cf. figure 9.47) : érosion sélective de particules fines de la matrice de particules grossières sous l'influence d'un gradient hydraulique ;
- **Érosion de contact** (cf. figure 9.48) : érosion sélective des particules fines d'un sol au point d'entrée en contact avec une couche plus grossière.

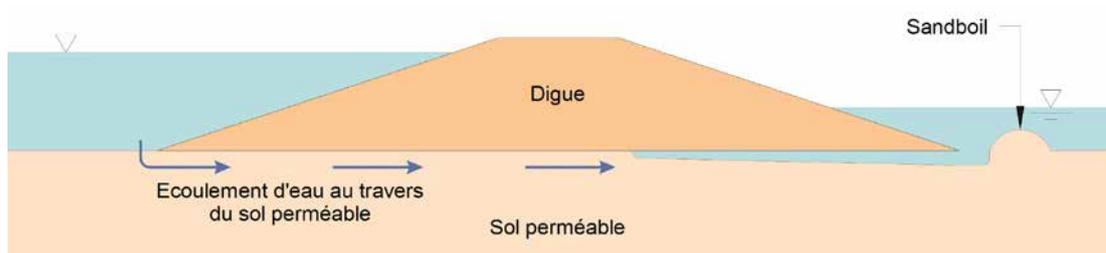


Figure 9.45 Exemple typique d'érosion régressive à l'intérieur d'une couche sablonneuse
(d'après Koenders et Sellmeijer, 1992)

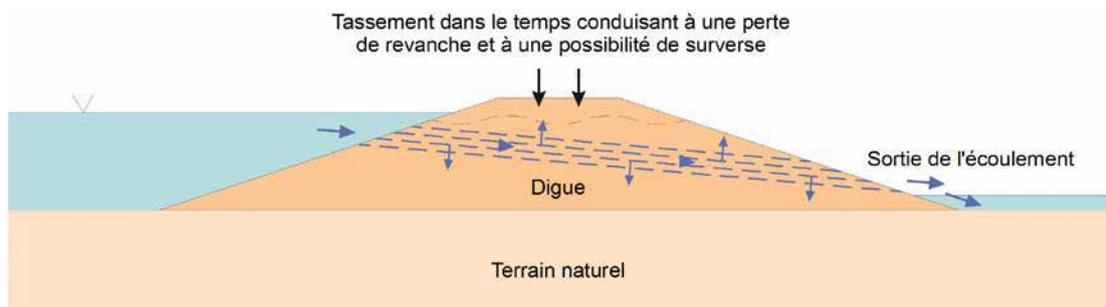


Figure 9.46 Exemple typique d'érosion de fuite concentrée
(d'après Fell et Fry, 2007)

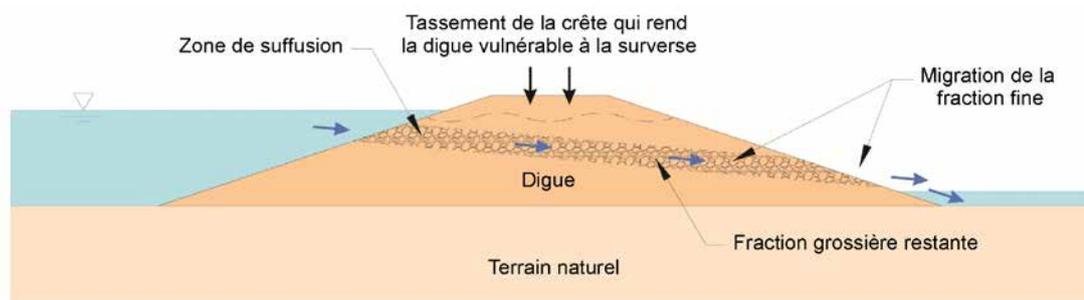


Figure 9.47 Exemple typique de suffusion
(d'après Fell et Fry, 2007)

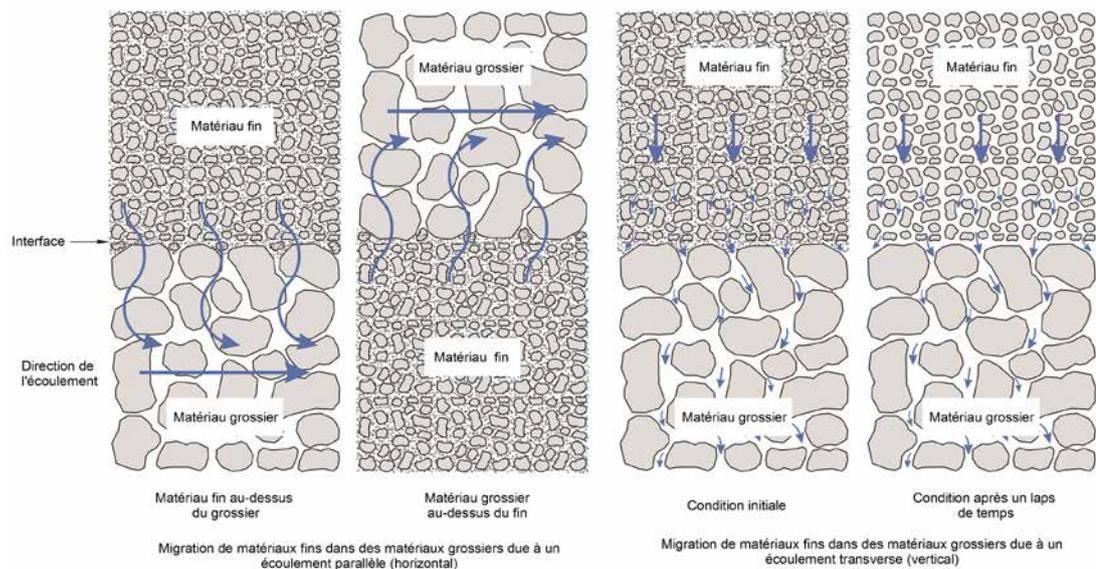


Figure 9.48 Schéma d'érosion de contact avec écoulement parallèle (a) et écoulement transversal (b) (d'après Fell et Fry, 2007, et Ziem, 1969)

Évaluation et atténuation du potentiel d'érosion interne et de percolation

La conception de nouvelles digues ou d'adaptations de digues existantes implique d'évaluer la vulnérabilité à l'érosion interne, *via* certaines ou la totalité des étapes suivantes :

1. évaluation de la perméabilité du remblai de la digue, ainsi que des couches de sol des fondations (analyse de la section 9.7.2 et méthodes décrites au chapitre 7), en gardant à l'esprit que la perméabilité des matériaux de remblai disposés à l'intérieur de la digue dépendra à la fois du type de sol et du niveau de compactage du matériau de remblai ;
2. analyse approfondie de l'anisotropie du sol des fondations, soit les ratios entre perméabilité verticale et perméabilité horizontale, et plus particulièrement entre la perméabilité horizontale de tout aquifère et la perméabilité verticale des couches superficielles les moins perméables les surmontant. Les conditions géomorphiques des sols naturels sur lesquels la digue est bâtie peuvent être étudiées, pour comprendre la formation de la stratification du sol, celle-ci étant susceptible d'affecter la perméabilité de chaque couche du sol prise individuellement ;
3. définition des conditions de crue sous forme d'hydrogrammes faisant apparaître la montée et la baisse du niveau de crue, les pics de débit et la durée de chacune des phases de la crue ;
4. identification et anticipation des problèmes de percolation en fonction de la durée de l'inondation et de la nature des sols de la digue et de ses fondations. Pour ce qui est des digues à faible risque sujettes à des inondations peu fréquentes et de courte durée, une évaluation de l'état des digues locales similaires est susceptible de permettre de déterminer si la stabilité de la digue peut être menacée par un processus (occasionnel) d'érosion interne. Si le risque est faible, une approche par observation visuelle peut être adoptée pour l'estimation de la performance, des modifications de la digue n'étant entreprises que si cela est jugé nécessaire ;
5. conduite, au besoin, d'une analyse des écoulements appropriée, avec inventaire des lignes de saturation, des gradients hydrauliques et des vitesses d'écoulement interne (*cf.* sections 9.7 et 8.3.1) ;
6. évaluation de la probabilité de suffusion des sols de la digue selon les méthodes définies au chapitre 8, étant entendu que certains types de sol sont plus sensibles que d'autres. Un sol sensible peut être un gravier sablonneux bimodal doté de moins de 25 % de sable, où les pressions de surcharge peuvent être supportées par le squelette constitué du gravier, le sable se retrouvant relativement dénué de charge et, par conséquent, libre de se déplacer (Skempton et Brogan, 1994).

7. évaluation de la sensibilité à l'un ou plusieurs des quatre modes d'érosion interne sur la base des techniques de calcul présentées au chapitre 8.
8. détermination ou estimation de la vitesse de sortie de tout écoulement, pour évaluer la possibilité d'un soulèvement hydraulique, d'une « ébullition » ou d'une érosion interne. Cette approche doit prendre en compte les résultats de toutes analyses d'écoulement et de la nature des différents matériaux concernés, en particulier de sa granulométrie. Tant le remblai de la digue que le sol des fondations doivent être pris en compte ;
9. adoption, si nécessaire, des mesures de contrôle ou de prévention de l'érosion interne ci-dessous :
 - i. vérification de la stabilité des interfaces entre les matériaux selon les méthodes décrites à la section 8.5 ;
 - ii. évaluation des caractéristiques de filtre du matériau de la digue selon les techniques décrites à la section 8.5.5, en tenant compte du potentiel d'auto-filtration du matériau de remblai.
10. si les écoulements potentiels à travers la digue sont considérés comme important et susceptibles de constituer une menace pour la stabilité ou une cause de défaillance, le concepteur devra prendre les mesures d'atténuation requises. Trois principaux types de mesures sont possibles :
 - i. abaissement des niveaux de pression hydraulique à l'intérieur de la digue par le recours à des bermes ou à différents types de drains (cf. sections 9.7.3) ;
 - ii. réduction des gradients hydrauliques par l'allongement de l'itinéraire de drainage au moyen de couches imperméables et de murs isolants (cf. section 9.7.3) ;
 - iii. gestion de l'interface entre les différents types de matériaux par la conception d'un filtre approprié, afin de prévenir l'érosion interne (procédé décrit à la section 9.8.2 ci-dessous).

9.8.2 Conception des filtres

Les filtres doivent être conçus au moyen des outils décrits à la section 8.5.5. La granulométrie du filtre spécifié doit permettre la filtration du matériau de la digue et des sols naturels supports, ainsi qu'une perméabilité suffisante pour éviter toute élévation excessive de la pression interstitielle. Dans certains scénarios où les zones internes et superficielles de la digue sont constituées de matériaux très différents, un filtre à deux couches pourra s'avérer nécessaire.

Les matériaux granulaires filtrants eux-mêmes doivent être durables et stables :

- les matériaux ne doivent pas se détériorer pendant leur transport, leur mise en place et leur compactage. Un surcompactage risque de réduire la perméabilité et d'augmenter la quantité de particules fines ;
- la granulométrie du filtre doit être définie de manière à éviter la ségrégation pendant la mise en place ou en cas d'application d'un gradient hydraulique inadéquat au cours d'une crue ;
- les filtres à granulométrie large risquent de poser un problème d'instabilité interne (Skempton et Brogan, 1994). La stabilité interne peut être vérifiée en divisant la courbe granulométrique en deux parties et en faisant en sorte de déterminer si la fraction grossière peut satisfaire aux exigences de filtre de la fraction fine (ASDSO, 2003).

Les sables employés pour l'élaboration des filtres en couche, collier cheminée, doivent être compatibles avec les exigences de filtre des zones de la digue protégées et doivent pouvoir se déformer et combler les fissures pouvant se propager jusqu'au filtre. La capacité dite d'« auto-réparation » constitue une propriété importante des filtres à sable, en particulier ceux soumis à une pression d'eau élevée continue. Sans cette propriété, les fissures peuvent se propager à travers le filtre, qui ne pourra plus alors remplir sa fonction.

- Vaughan et Soares (1982) et l'USACE (1993) ont décrit un essai simple pour l'évaluation de la capacité d'auto-réparation d'un filtre, en fonction du pourcentage de particules fines et de la plasticité de celles-ci. Les modèles de filtre habituellement requis se caractérisent par un faible pourcentage de particules fines non plastiques (habituellement moins de 5 % après mise en place dans le remblai et compactage du filtre), offrant la perméabilité et les capacités d'auto-réparation requises.
- Les filtres à granulométrie étroite offrent de moins importantes capacités d'auto-réparation que les matériaux filtrants grossiers à granulométrie étendue, sous réserve de vérifier la stabilité interne de ces derniers (cf. ci-dessus).

Les matériaux filtrants sont rarement directement disponibles à proximité du site, et sont obtenus suivant l'une des deux méthodes ci-dessous :

- traitement des matériaux présents à proximité du site : pour améliorer la flexibilité de la construction, les concepteurs doivent recenser l'éventail de granulométrie de filtres compatibles à partir de celles des matériaux naturels de fondation ;
- achat, auprès de regroupements de fournisseurs, dans l'idéal, d'une sélection de matériaux standard, en fonction des spécifications en vigueur telles qu'ASTM C33/C33M-13 aux États-Unis ou BS EN 13242 :2013 en Europe. Cette option peut s'avérer avantageuse en ce sens que les matériaux standard seront en principes rapidement disponibles, et économiques à l'emploi. Les catégories en question peuvent toutefois ne pas forcément correspondre au remblai de digue ou aux sols naturels des fondations.

Au cours de la construction :

- les matériaux filtrants doivent être contrôlés afin d'éviter leur contamination ou leur ségrégation au cours de la construction, l'emploi de matériaux à granulométrie resserrée étant susceptible d'éviter ce problème ;
- la mise en place des matériaux filtrants doit être évitée en période de gel, le matériau de filtre ne pouvant alors être correctement compacté ;
- le choix du filtre définitif devra être effectué en équilibrant d'un côté l'inconvénient que constitue la moindre capacité d'auto-réparation offerte par les filtres à granulométrie resserrée, et de l'autre, l'avantage offert par ces filtres en termes de résistance à la contamination et à la ségrégation au cours de la construction.

Les géotextiles peuvent être utilisés, dans certaines circonstances, comme alternative aux filtres calibrés, à l'aide des outils de conception présentés à la section 8.5.5.2 et en respectant les préconisations de la section 9.12.6.

Un récapitulatif utile des méthodes de conception des filtres est inclus dans le manuel technique de la FEMA (2009 et 2011), y compris les procédures de conception du Natural Resources Conservation Service (NRCS, 2007) et les recommandations de l'USACE (2004) et de l'US Bureau of Reclamation (1999).

9.9 STABILITÉ D'ENSEMBLE TOUT AU LONG DU CYCLE DE VIE DE LA DIGUE

Les étapes générales à suivre pour la vérification de la stabilité, dans le cadre du processus de conception, sont en principe les suivantes :

- **caractérisation de la digue**, en tenant compte à la fois de la taille et de la complexité de l'ouvrage et du niveau de risque (la réflexion devra porter en particulier sur les conséquences d'une rupture) ;
- **évaluation des charges nominales**, y compris les combinaisons de charges plausibles ;
- Définition d'un modèle de sol et **détermination des paramètres caractéristiques** pour la conception (poids volumiques, résistances, rigidité, perméabilité, compressibilité, etc.) ;
- **inventaire des mécanismes de défaillance potentiels** et élimination des mécanismes non critiques sur la base de l'expérience acquise ou de simples calculs ;
- **définition de critères d'acceptation** (facteurs minimums de sûreté ou facteurs partiels, conditions de percolations acceptables et déplacements maximums acceptables dans des circonstances spécifiques) ;
- définition des lignes piézométriques pour chaque matériau, **à partir de calculs d'écoulement** ou de l'expérience acquise, à l'intérieur ou en dessous du remblai, au vu des situations escomptées ;
- **vérification de la stabilité d'état limite ultime** à l'aide de calculs ou sur la base de l'expérience acquise (cf. section 9.10). Ces évaluations doivent notamment porter sur les calculs de stabilité de talus pour l'ensemble des mécanismes potentiellement critiques, vérification des sous-pressions (de pied notamment) et calculs hydrauliques (relatifs à l'érosion interne par exemple) et, au besoin, analyse interface sol-ouvrage ;

- examen des moyens pour éviter **l'instabilité** induite par le glissement des talus ou les sous-pressions, le cas échéant, y compris par le choix de talus moins pentus et l'usage de bermes et de dispositifs de contrôle des écoulements et sous-pressions, comme présenté dans cette section ;
- conduite de calculs supplémentaires pour la **vérification de la stabilité** ;
- **finalisation et rationalisation de la conception** par la réalisation de dessins techniques et par la définition de détails classiques et des spécifications.

Différentes méthodes peuvent être utilisées, en fonction de la complexité de la digue et du niveau de risque perçu :

- des grilles de stabilité peuvent être utilisées pour l'estimation du facteur de sûreté pour des géométries et des sols simples ;
- des calculs manuels peuvent être réalisés afin de déterminer la stabilité des talus au regard de glissements de faible profondeur ;
- des programmes de calcul d'équilibre limite de stabilité de talus peuvent être mis en œuvre afin de déterminer le facteur de sûreté de géométries complexes et d'une variabilité de types et de caractéristiques de sol et de conditions piézométriques. Une surface de glissement critique est déterminée en calculant le facteur de sûreté d'un grand nombre de surfaces potentielles pour retenir la plus faible. Ces méthodes sont couramment utilisées les méthodes aux éléments finis, qui obéissent à un continuum numérique, peuvent être employées pour déterminer des caractéristiques de contraintes détaillées. Ces méthodes présentent l'avantage de permettre de déceler leurs propres mécanismes de défaillance et de déterminer les éventuels déplacements. Ces modèles pouvant être particulièrement sophistiqués, leur mise en œuvre peut de ce fait s'avérer onéreuse et difficile.

Les détails de ces méthodes sont fournis à la section 8.6. Seules des données d'intrant valables et une analyse correcte des conditions aux limites – incluant les parois internes – permettent l'obtention de résultats réalistes et précis avec des méthodes complexes de calcul numérique.

Démontrer qu'une digue ne deviendra pas instable à un quelconque stade de sa vie implique généralement de prendre en compte trois principales étapes de son cycle de vie :

1. stades de vulnérabilité de la digue pendant son processus de construction ;
2. pendant les inondations ;
3. situations post-inondation : baisse rapide du niveau d'eau, inversion de la charge hydraulique, etc.

Lorsque c'est nécessaire la résistance à l'activité sismique des digues doit également être évaluée.

9.9.1 Stabilité d'ensemble : conception visant à éviter les ruptures au cours de la construction

Une rupture induite par une instabilité de la digue au cours de la construction entraînera des retombées majeures sur le programme, le coût et la viabilité de la construction. Les fondations de la digue seront endommagées, de manière quasi certaine, par la rupture en question, et les éventuels travaux de construction supplémentaires se traduiront par des déplacements importants et imprévisibles. Il n'est pas rare à ce stade qu'une délocalisation de la digue soit nécessaire, moyennant un coût et des délais supplémentaires significatifs pour la construction.

S'il ressort de l'analyse que dans la configuration prévue, la digue ne peut être construite en une seule étape, les adaptations de conception seront requises, par exemple :

- talus latéraux moins pentus ou ajout de bermes ;
- construction de la digue en plusieurs étapes de manière à ce que la consolidation du sol des fondations puisse avoir lieu dans le respect des délais et que sa résistance puisse être améliorée en conséquence ;
- amélioration des caractéristiques de résistance du sol des fondations, si possible sans technique hydraulique.

Construction sur des sols faibles et risque de rupture non drainée

Les digues sont souvent construites sur des alluvions composées d'argile, de silts ou de tourbes. Ces sols sont intrinsèquement fragiles et généralement d'une haute compressibilité. Sur ces matériaux, le processus de construction de la digue générera des niveaux de pression interstitielle excessifs dans le sol de fondation, c'est pourquoi seule une faible résistance au cisaillement maximal du sol est mobilisable. De plus, le tassement de consolidation du sol après la construction peut être important. La stabilité côté eau et côté terre des digues bâties sur des sols alluviaux ou estuariens mous atteint souvent un stade critique lorsque la digue dépasse environ 3 mètres de haut (Jardine et Hight, 1987 et Tavenas et Leroueil, 1980). Le comportement du premier stade de construction jusqu'à la hauteur critique est contrôlé par les caractéristiques de résistance au cisaillement à court terme non drainé du sol et, au-delà de cette hauteur, par la génération d'un excès significatif de pression interstitielle dans les matériaux de fondation et par des déplacements latéraux prononcés de la digue. Un compromis doit par conséquent être trouvé entre :

- l'avantage que représente la construction de chaque étape de la digue aussi haut que possible pour la dissipation de l'excès de niveaux de pression interstitielle des sols sous-jacents et l'obtention d'un surcroît de résistance de ces sols pour la poursuite de la construction ;
- l'impératif que constitue l'évitement de mécanismes de rupture non drainée (cf. encadrés 9.32 et 9.33) découlant d'un chargement du terrain sous-jacent excessivement rapide.

Encadré 9.32
Gestion des défaillances pendant la construction – Résumé

La construction de la digue, la surélévation ou les réparations doivent être effectuées sans compromettre la sécurité et sans nuire à la performance future de la digue.

L'ensemble des étapes de construction doit être pris en compte et des analyses réalisées si la stabilité est incertaine.

La prudence s'impose tout particulièrement pour la réalisation de digues de hauteur supérieure à 3 mètres au-dessus de la plaine d'inondation.

Des analyses de stabilité doivent être entreprises au regard de résistances représentatives de celles mobilisées pour chaque état limite considéré. La résistance au cisaillement de la couche d'argile molle mobilisée en cas de cisaillement translationnel sous une berme peut par exemple s'avérer plus faible que la résistance du même matériau mobilisée sous le centre de la digue. L'impact de l'excavation des fossés à proximité immédiate d'une digue doit être envisagé, que la digue soit surélevée ou non.

Figure 9.49 Défaillances relatives à la construction

Encadré 9.33

Défaillance de construction de la digue

La figure 9.50 montre un exemple de digue, en Californie, dont la rupture s'est produite immédiatement après sa construction sur un sol alluvial mou (argile organique et tourbe). Les déplacements horizontaux et verticaux de la digue avaient fait l'objet d'un dispositif d'auscultation, au cours de la construction, mais le sous-traitant avait omis de relever les mesures des instruments et avait monté la digue rapidement. La digue s'est rompue immédiatement après la construction.



Figure 9.50 **Défaillance d'une digue à la fin de la construction, Californie, États-Unis**
(source : Maire Perlea, USACE)

Une digue a, par ailleurs, été construite le long du fleuve Missouri, sur des fondations en argile particulièrement molle à haute plasticité, au moyen d'un matériau argileux de grande plasticité dragué dans un lac situé à proximité mis en place sans compactage. La pente des talus des digues était de 1V :3H tant du côté terre que du côté eau. La construction de la digue a eu lieu en une seule étape et, immédiatement après la fin de la construction, le glissement des talus de la digue a débuté des deux côtés du remblai. La limite de liquidité du matériau employé pour le remblai de la digue était de 80 et son angle de frottement inférieur à 18°. Le sol des fondations était également constitué d'une argile molle à haute plasticité. Ce sont au total onze ruptures de talus qui se sont produites dans l'année qui a suivi la construction.

Les analyses de stabilité doivent par conséquent considérer les résistances tant des matériaux du remblai que du sol des fondations mobilisables dans les différentes situations. Les facteurs critiques peuvent notamment être les suivants :

- nature du sol des fondations : en ce qui concerne les sols fins (cohésifs), il est probable que les résistances au cisaillement non drainées (soit les résistances au cisaillement initiales ou celles développées pendant la consolidation au cours de la construction de la digue) seront le point critique ; quant aux sols granulaires, les résistances drainées doivent être adoptées ;
- géométrie de la digue et anisotropie de la résistance du sol de fondation : le recours à une berme de grande dimension est par exemple susceptible de se traduire par une surface de rupture longue et subhorizontale sous la berme et, en conséquence, de plus faibles résistances au cisaillement pourront être mobilisées à l'intérieur du sol des fondations que ce ne serait le cas pour une surface de rupture quasi circulaire (Ladd, 1991) ;
- nature (le cas échéant) de tous travaux d'amélioration des sols ;
- rythme de construction de la digue.

Les risques de construction d'ordre sanitaire et sécuritaire, notamment, doivent également être pris en compte (cf. le chapitre 10). L'instrumentation et l'auscultation géotechnique de la digue (les détails des méthodes classiques d'instrumentation et de surveillance sont fournis au chapitre 7) constituent l'une des modalités d'atténuation des risques de construction des digues à une hauteur aussi élevée que possible, à chaque étape de la construction (Jardine et Hight, 1987, Leroueil *et al.*, 1990).

Les mesures qui peuvent être utiles pour déterminer le moment où la hauteur critique de la digue est atteinte sont les suivantes :

- tassement de la crête de la digue ;
- déplacement horizontal du pied de la digue ;
- l'augmentation des niveaux de pression interstitielle à l'intérieur des éventuelles couches molles et compressibles du sol sous la digue et leur dissipation ultérieure après une pause dans la construction.

Afin de prévenir tout retard excessif de la construction, une analyse préliminaire doit être entreprise pour déterminer, en amont, les valeurs critiques de ces mesures. La fréquence des contrôles doit augmenter au fur et à mesure de l'approche de ces valeurs. Une fois atteint le niveau de mesures prédéterminé, la construction de la digue doit cesser jusqu'à ce qu'il soit établi qu'elle peut reprendre en toute sécurité (les niveaux de pression interstitielle excessifs des matériaux de fondation, par exemple, sont revenus à des niveaux acceptables). Une telle approche ne doit être adoptée que si des mesures correctives peuvent être facilement mises en place, au cas où les mesures effectuées ne valident pas les hypothèses formulées lors de la conception.

Des méthodes de traitement des sols à même d'accélérer le processus de construction, de favoriser la prévention des ruptures au cours de la construction ou de réduire l'ampleur des tassements sur le long terme doivent être envisagées. Ces méthodes peuvent impliquer une certaine forme de drainage (cf. section 9.7), dont le but est de contrôler ou de réduire les excès de pression interstitielle. Un certain soin est requis, toutefois, afin d'éviter de compromettre l'efficacité de la digue en tant qu'ouvrage de retenue d'eau (il peut par exemple ne pas être possible de recourir aux drains verticaux préfabriqués couramment utilisés pour accélérer la construction des remblais sur les sols mous, ces drains impliquant l'installation d'un dispositif de captage horizontal à base de gravier au niveau ou à proximité du niveau de sol initial, ce qui créerait une voie d'écoulement à travers la digue).

Une fois constatée une amélioration suffisante du sol pour la reprise de la construction, les surélévations suivantes doivent être effectuées sous contrôle (Tavenas *et al.*, 1978, Jardine et Hight, 1987, Jardine et Hight, 1987, Ladd, 1991 et Smith, 1992). Les hauteurs de chaque phase supplémentaire seront vraisemblablement moins importantes que celle de la première phase, ce qui influera considérablement sur le calendrier et la faisabilité de la construction de la digue. Cette restriction des pratiques sur les sols alluviaux mous vaut à la fois pour les nouvelles digues et pour les digues existantes bâties à une hauteur critique et dont la consolidation a eu lieu naturellement.

Sélection des outils d'analyse

L'inventaire des mécanismes de rupture potentiels et le recours à des outils de vérification de la stabilité appropriés pour chaque mécanisme critique relèvent de la responsabilité du concepteur. Les analyses de stabilité de talus (cf. section 8.6) ont habituellement lieu au moyen de progiciels d'équilibre limite. Le concepteur est en l'occurrence tenu de vérifier que la reproduction des surfaces de rupture critiques et l'application des résistances au cisaillement appropriées sont possibles, à l'aide dudit logiciel, pour toutes les situations de conception, à savoir notamment :

- formulations d'équilibre limite à même de prendre en compte le glissement non circulaire des surfaces, en particulier si un modèle de bermes d'envergure est adopté ;
- résistances au cisaillement appropriées au regard de la direction et de la nature des contraintes en la matière (résistances au cisaillement non drainées réduites, par exemple, pour des conditions de cisaillement simple direct sous de grandes bermes ou le long des surfaces de rupture) ;
- augmentation des résistances au cisaillement avec le temps, consécutive à la consolidation des sols cohésifs sous les digues existantes ou à la première étape de la construction des nouvelles digues (en tenant compte des rotations des contraintes principales sous les digues après la première étape de la construction de la digue).

9.9.2 Stabilité d'ensemble : conception visant à éviter les ruptures lors des inondations

L'instabilité d'ensemble, lors d'une inondation, peut entraîner la rupture soudaine ou la perte de la crête de la digue ; le franchissement qui peut en résulter est susceptible de provoquer une brèche, en particulier en cas d'exposition d'un sol frais érosif autour de la zone de rupture. Certains mécanismes de rupture en résultant ne seront manifestes que si la digue est soumise à de hauts niveaux d'eaux fluviales ou côtières.

Évaluation des principaux problèmes engendrés par l'inondation

La marge de la digue au regard de l'instabilité du côté terre (mesurée à l'aide du facteur de sûreté ou déterminée par les facteurs partiels) diminue toujours au fur et à mesure de l'augmentation du niveau de crue. La présence d'eau en crue est susceptible d'affecter la stabilité du massif de plusieurs manières :

- de hauts niveaux de pression interstitielle à l'intérieur de la digue et des sols naturels sous-jacents peuvent induire une instabilité du talus, comme illustré à la figure 9.51 ;
- les sous-pressions dans les sols sous le pied côté terre de la digue ou la formation de *sand boils* à cet emplacement entraîneront une perte de résistance et de soutien et, par voie de conséquence, une instabilité.

La probabilité de ces mécanismes de défaillance dépend de la composition de la digue et des sols de fondation, qui sont généralement les champs d'inondation, dans lesquels peuvent s'intercaler des couches naturelles d'argile molle, des tourbières à faible densité, des matériaux hautement plastiques et des matériaux granulaires perméables.



Figure 9.51 Rupture du talus de la digue de Natomas induite par des niveaux de pression interstitielle élevés, lors d'épisodes de hautes eaux dans le fleuve Sacramento, Californie, États-Unis (source : Maire Perlea, USACE)

Avant que de quelconques calculs puissent être entrepris, un modèle conceptuel de la digue et de la fondation doit être défini, afin d'identifier les mécanismes de défaillance potentiels, parmi lesquels les glissements circulaires et non circulaires. Les aspects devant être examinés sont les suivants :

- en ce qui concerne les digues situées à proximité de la rive d'un fleuve ou d'une zone côtière active, le potentiel d'érosion ou d'instabilité de la berge ou de la plage elle-même doivent être évalués dans le cadre de l'examen de la stabilité de la digue ;
- la vulnérabilité de la digue à la fissuration due à la dessiccation (en cas d'utilisation, par exemple, d'argile à haute plasticité), susceptible d'affecter sa sûreté, doit être évaluée, ce qui conduit à une réduction du facteur de sécurité en particulier en cas de fissures remplies d'eau, suite à de fortes précipitations ou lors d'une inondation ;

- les infiltrations souterraines excessives et l'effet de sous-pressions en résultant, qui se manifestent souvent par la formation de sand boils du côté terre des digues (cf. section 9.7), doivent être envisagés. En cas de sol de faible densité, tel que la tourbe, situé au-dessus d'un aquifère relié aux eaux de crue, les sous-pressions sont susceptibles de provoquer la rupture d'un sol imperméable ou léger à proximité du pied côté terre de la digue (cf. figure 9.51). Il en a souvent résulté une rupture de la digue, lors de la crue du Mississippi de 1993 et de celle du Missouri et du Mississippi inférieur de 2011. Les modèles concernant la perte de résistance passive du côté terre de la digue, dont celui de Van (2001) dont il est question à l'encadré 8.19, sont décrits à la section 8.6.3. Les solutions couramment adoptées pour pallier ces mécanismes de défaillance, dont traite la section 9.7.3, sont les suivantes :
 - installation de bermes côté terre de la digue pour le lestage du pied ;
 - construction de parois étanches et de barrières imperméables contre les écoulements à travers ou sous les digues ;
 - mise en place de systèmes de drainage tels que des drains de pied ou des puits de décompression côté terre de la digue aux fins de contrôle des écoulements ou des niveaux de sous-pression.

Si des solutions peuvent être conçues pour surmonter les problèmes d'infiltrations et de soulèvement décrits à la section 9.7.3, l'incorporation d'éléments structurels relativement rigides tels que les parois étanches en béton ou rideaux de palplanches, ou de conduites de drainage, est susceptible d'influencer le comportement de la digue lors d'une inondation.

9.9.3 Stabilité d'ensemble : conception visant à éviter les ruptures suite aux crues

De longues expositions des talus des digues à l'eau peuvent entraîner leur saturation et leur ramollissement, en particulier dans le cas de grands cours d'eau tels que le Mississippi, aux États-Unis, ou le fleuve Murray, en Australie, dont les durées de crues se mesurent en semaines plutôt qu'en jours, des crues toutefois suivies d'une baisse relativement rapide des niveaux d'eau. Si la digue est construite à partir de sols peu perméables tels que de l'argile ou des limons, les niveaux d'eau de l'intérieur de la digue ne peuvent baisser au même rythme que ceux des fleuves (cf. figures 9.52 et 9.53). Les niveaux de pression interstitielle excessifs en résultant peuvent déclencher un affaissement de la surface du talus côté eau voire, dans des scénarios extrêmes, des ruptures profondes, en particulier si la pente côté eau de la digue est excessivement forte. Les ruptures en question peuvent s'avérer conséquentes (cf. figure 9.54) et rendre les digues vulnérables à des événements d'inondation ultérieurs si un laps de temps suffisant n'est pas disponible pour les réparations avant la prochaine période de hauts niveaux d'eau.

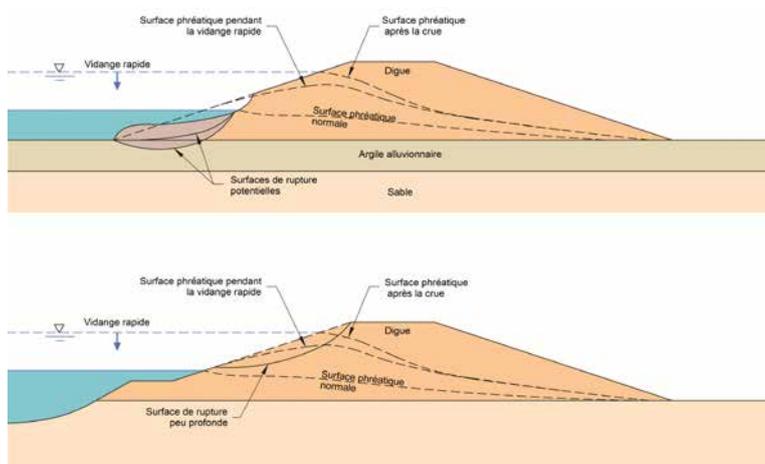


Figure 9.52 Mécanismes de rupture lors de la baisse rapide du niveau d'eau après une inondation

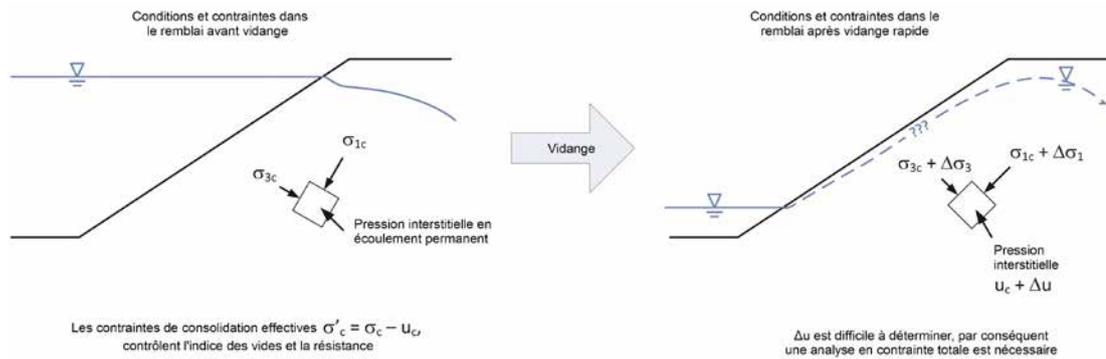


Figure 9.53 **Contraintes résultant de la baisse rapide du niveau d'eau**
(d'après VandenBerg, 2011)



Figure 9.54 **Rupture sur le fleuve Mississippi imputable à la baisse rapide du niveau d'eau**
(source : USACE, 2003)

Le comportement d'une digue nouvellement construite en Indonésie est décrit par El Mountassar *et al.* (2011), qui relèvent la fréquence des ruptures suite à la baisse rapide du niveau après des périodes de hautes eaux. L'examen de la performance historique de digues similaires dans le même secteur que la nouvelle digue ou la digue modifiée peut aider à déterminer la manière dont la digue est susceptible de se comporter dans des conditions de baisse rapide du niveau d'eau.

L'analyse lors de la conception doit également prendre en compte la stabilité dans des situations où les eaux de crue peuvent se retrouver piégées coté terre, alors que le niveau d'eau côté rivière diminue rapidement.

Les mécanismes de rupture potentiellement profonde sont susceptibles d'entraîner des coûts élevés de réparation et d'engendrer une série d'événements risquant d'aboutir à une brèche. Cependant, les ruptures liées à une baisse rapide du niveau d'eau d'une amplitude faible, inférieure, par exemple, à 0,3 mètre, peuvent ne pas toujours se produire dans les faits. Ceci s'explique par l'augmentation de la stabilité de surface induite par des phénomènes non quantifiables tels que l'effet de consolidation du gazon et l'apparente cohésion du terrain. En outre, les défaillances telles qu'un glissement occasionnel de surface, peuvent habituellement être tolérées (*cf.* encadré 9.34), dans la mesure où les coûts de réparations occasionnelles seront en principe beaucoup moins élevés que ceux qu'induirait un projet de renforcement ou de reprofilage des talus de la digue sur la totalité de sa longueur. La conception doit par conséquent se concentrer sur la création d'une résilience aux glissements de surface, par la sélection d'un dispositif de consolidation de la surface adéquat et des solutions d'ingénierie complètes doivent viser à éviter des ruptures dues à la baisse rapide du niveau d'eau d'une amplitude supérieure, par exemple, à 0,3 mètre.

Outre les dispositifs conventionnels de renforcement de la surface, d'autres formes de traitement de surface peuvent être envisagés pour améliorer la résistance aux ruptures dues à la baisse rapide du niveau d'eau.

Une option peut consister à incorporer des couches de matériaux géosynthétiques au talus côté eau de la digue lors de sa construction. Ainsi que Han *et al.* (2008) en font état, ces couches de renforcement peuvent avoir pour effet d'augmenter le facteur de sûreté de la digue à un niveau acceptable face au risque de rupture due à une baisse rapide du niveau d'eau (cf. figure 9.55).

Une autre solution peut être de disposer une couche de remblai granulaire grossier drainant sur la surface côté eau de la digue. Les caractéristiques de drainage et de résistance au frottement ont pour effet d'abaisser la ligne piézométrique et d'augmenter le facteur de sûreté au regard de la baisse rapide du niveau d'eau. Cependant, l'usage de ces matériaux impactera également la résistance de la digue à l'érosion de surface, et pourra avoir pour effet d'augmenter la perméabilité de la digue. L'aménagement d'une couche sacrificielle (au moyen notamment d'un matériau qui permette à la végétation de se développer), et d'une protection herbeuse sur le sol granulaire, peut s'avérer utile. En tout état de cause, si du matériau granulaire est disposé sur le talus côté eau, un dispositif ou une barrière imperméables devront être aménagés derrière le talus, afin d'empêcher toute percolation excessive au travers du reste de la digue et de prévenir le risque d'érosion interne.

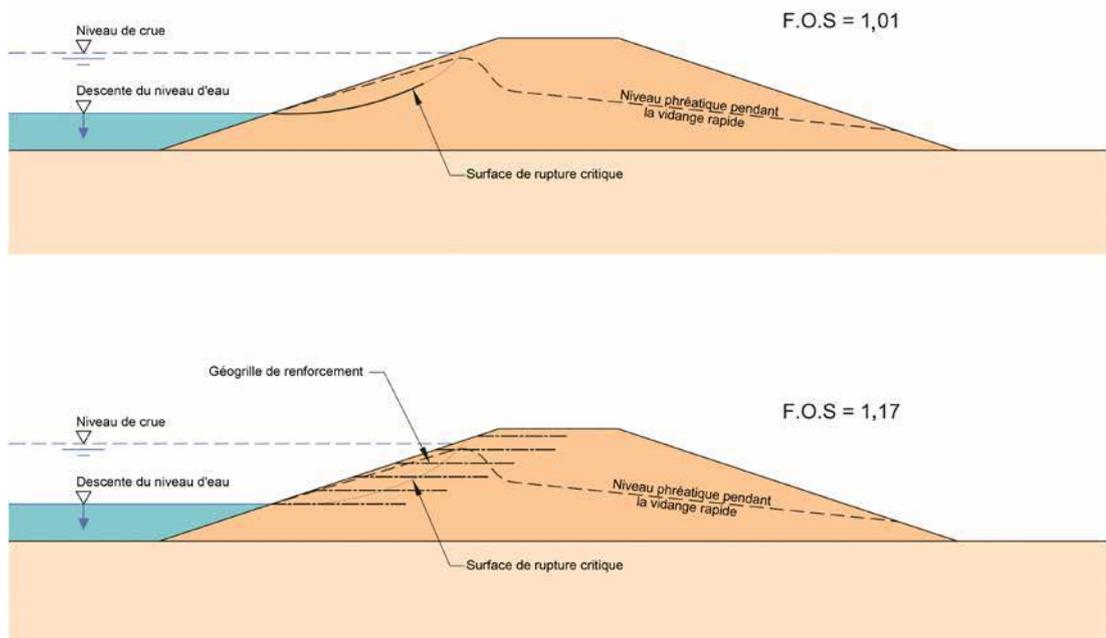


Figure 9.55 **Renforcement par géotextile contre les effets d'une baisse rapide du niveau d'eau** (d'après Han *et al.*, 2008)

Encadré 9.34

Rupture suite à une baisse rapide du niveau d'eau

Les digues réalisées le long du fleuve Sacramento à base d'argile à haute plasticité et de faible perméabilité ont été sujettes à de nombreux glissements du talus côté eau après des inondations (cf. figure 9.56). Toutefois, si ces ruptures ont eu pour effet d'endommager le talus côté eau et d'en accentuer la pente et, dans certains cas, de réduire la largeur de la crête, elles n'ont généralement pas engendré de situation de danger imminent de rupture majeure ou de brèche dans la digue.



Figure 9.56 **Rupture du talus côté eau après une baisse rapide du niveau d'eau, digue du fleuve Sacramento, Californie**
(source : Maire Perlea, USACE)

Un résumé des étapes de conception de mesures de restauration destinées à résoudre les problèmes créés par une baisse rapide du niveau d'eau est fourni à l'encadré 9.35. Des mesures similaires peuvent être envisagées dans le cadre des travaux de réhabilitation rendus nécessaires suite à ce type de défaillance.

Encadré 9.35

Étapes de la conception de travaux destinés à résoudre des problèmes posés par une baisse rapide du niveau d'eau – Résumé

1. Définition des résistances requises, pour les matériaux de la digue, dans une situation de baisse rapide du niveau d'eau.
2. Recours à des hydrogrammes historiques de la rivière et extrapolation à la surélévation du niveau d'eau, aux fins d'analyse de l'action de l'eau sur le talus côté eau et à l'intérieur du remblai en cas de baisse rapide du niveau des eaux de crue avec maintien de l'état de saturation de la digue, et conduite, si nécessaire, d'une analyse d'état stationnaire ou transitoire des écoulements (cf. section 9.7), afin de déterminer la ligne piézométrique et les niveaux de pression interstitielle.
3. Prise en compte des effets de consolidation de la végétation herbacée et des autres avantages d'éléments tels que les géotextiles ou les systèmes de protection de la surface.
4. Exécution des calculs de stabilité du talus au moyen des outils de stabilité présentés à la section 8.6 mais également en prenant en compte l'augmentation des niveaux de pression interstitielle déterminés à l'étape 2.
5. Estimation, pour les ruptures superficielles dues à une baisse rapide du niveau, des délais de réparation de la digue requis et de restauration de celle-ci à son état d'avant l'inondation, et décision, à partir des conclusions de l'estimation, quant à savoir si une étude de travaux est nécessaire pour prévenir les défaillances en question ou si celles-ci peuvent être tolérées.
6. Réflexion, avec le propriétaire de la digue, sur les points énumérés ci-dessus, afin de déterminer si une solution définitive doit être mise en œuvre ou si une méthode d'attente peut être adoptée.
7. S'il est établi qu'il existe un risque de rupture due à une baisse rapide du niveau d'eau à une profondeur importante de nature à endommager la crête ou s'il est décidé que des actions sont requises pour faire face à un risque de rupture superficielle due à une baisse rapide du niveau d'eau, des mesures appropriées devront alors être étudiées, à savoir notamment :
 - i. diminution de la pente du talus de la digue côté eau ;
 - ii. incorporation d'une berme sur le talus côté eau ;
 - iii. protection du talus côté eau à l'aide de dispositifs de protection de la surface à même de favoriser le drainage du talus, de conduire à une surface de rupture potentielle de la digue plus profonde et, ainsi, de diminuer le risque de rupture ;
 - iv. consolidation du talus côté eau au moyen de renforcement géotextile ou géosynthétique.
 - v. aménagement d'une butée de pied du talus côté eau sous la forme d'une berme avec enrochement ou gabions.

9.9.4 Conception sismique des digues

Si le risque de combinaison d'une inondation sérieuse et d'un événement sismique significatif est peu probable, la survenue d'un événement sismique hors situation d'inondation risque d'occasionner d'importants dégâts, au niveau d'une digue, qui s'en trouverait alors vulnérable si elle n'était pas réparée avant la survenue d'une nouvelle inondation majeure.

Les études de conception anti-sismique de digues sont souvent dominées par le risque de liquéfaction des ouvrages eux-mêmes ou de leurs fondations, susceptible d'engendrer un tassement ou un déplacement latéral non contrôlés. Il est noté dans USACE (2000) que les digues constituées de ou fondées sur des matériaux peu compacts et non cohésifs sont particulièrement sensibles aux ruptures induites par la liquéfaction pendant les séismes. Il est possible en effet que seules les digues constituées de ou fondées sur des matériaux susceptibles de se liquéfier soient vulnérables aux séismes (USACE, 2012b).

Les digues sont susceptibles de subir deux modes de dégradation de base en conséquence de la liquéfaction induite par les séismes (USACE, 2012b) :

1. des glissements par liquéfaction ou des instabilités de talus post-sismiques survenant lorsque la contrainte de cisaillement statique est supérieure à la résistance mobilisable. Les glissements par liquéfaction vont généralement de pair avec des déformations de terrain d'une ampleur suffisante pour entraîner des défaillances structurales. Même si la rupture ne se produit pas, la perte de résistance de la digue ou de ses fondations peut avoir pour effet de la rendre vulnérable à des déformations ou défaillances supplémentaires lors d'une inondation ;
2. l'étalement latéral ou des déformations induites par un séisme, sous l'effet de l'inertie, sans survenue de mécanismes de défaillance de type effondrement. Bien que le déplacement engendré par ces déformations suite à un séisme soit moins important que dans le cas d'un glissement par liquéfaction, de vastes zones (ou d'importantes longueurs de digue) sont susceptibles de pâtir d'une baisse conséquente du niveau de crête.

Les possibles effets de ces modes de dégradation sur une digue, sont résumés au tableau 9.14.

Les autres préoccupations majeures sont les risques :

- de fissuration transversale et longitudinale, important dans le cas des digues soumises à de fréquentes charges hydrauliques. Les fissures transversales sont susceptibles de se développer entre les tronçons de digues liquéfiées et celles non liquéfiées ou en des points de la digue liquéfiée adjacents à des ouvrages dotés de fondations rigides ou profondes.
- de perte ou d'abaissement de crête susceptible de conduire à un franchissement et, par voie de conséquence, de provoquer des dégâts au niveau des éléments structurels les plus sensibles (les parois en sol-ciment, etc.), et de compromettre la capacité à retenir de hauts niveaux d'eau sans compromettre la sécurité de la digue.

Tableau 9.14 **Modes d'endommagement que la liquéfaction est susceptible de provoquer au niveau des digues** (USACE, 2012b)

Scénario	Contrainte le long de la surface de glissement critique	Possible effet de la liquéfaction sur une digue
Scénario 1 : glissement par liquéfaction ou instabilité post-sismique	Cisaillement statique supérieur à la résistance à l'effondrement mobilisable.	• perte de revanche induite par le glissement par liquéfaction
		• fissuration longitudinale majeure
		• fissuration transversale aux extrémités des zones de glissement
		• perte de revanche conduisant au franchissement
		• érosion de conduit initiée par la fissuration transversale

Scénario	Contrainte le long de la surface de glissement critique	Possible effet de la liquéfaction sur une digue
Scénario 2 : étalement latéral ou déformation induite par un séisme	Entraînement par cisaillement statique inférieur à la résistance mobilisable, mais les contraintes de cisaillement statique additionnées aux contraintes de cisaillement inertielles, au cours d'un séisme, dépassent régulièrement la résistance au cisaillement mobilisable, et provoquent un déplacement mais pas un effondrement.	• perte de revanche induite par le tassement
		• fissuration longitudinale induite par l'étalement latéral et le tassement associé
		• fissuration transversale induite par des modifications radicales de l'état des fondations
		• rupture bidirectionnelle susceptible de conduire à un tassement et à une dégradation de remblai supplémentaire

Les pratiques d'évaluation du risque sismique afférent aux digues (à l'opposé des barrages) et les procédures de conception correspondantes ont été largement développées aux États-Unis et au Canada, en particulier sur la façade maritime occidentale de ces deux pays (USACE, 2000, USACE, 2012b, Golder Associates, 2011 et DWR, 2012). Les conseils d'évaluation présentés ci-dessous sont pour l'essentiel tirés de la documentation en question.

Si elles sont situées dans une zone à haut risque sismique, les digues souvent mises en eau ou protégeant un grand nombre de biens matériels ou une population importante doivent faire l'objet d'une évaluation sismique lors de la conception. Les problématiques suivantes doivent être examinées pour l'évaluation des digues des zones sismiques actives :

- probabilité d'occurrence d'un événement défini à la conception, avec une fenêtre d'exposition potentielle et délai requis pour la mise en œuvre des réparations post-sismiques avant la survenue d'un événement d'inondation potentiel ;
- nécessité de conférer aux digues la capacité de résister aux risques sismiques de projet en situation de non inondation (USACE, 2000), sauf réglementation locale prévoyant d'autres exigences.

Dans certaines zones sismiques actives, où les retenues d'eau peuvent atteindre un niveau élevé, pendant de longues périodes ou avec des conditions de risque élevées, la conception anti-sismique pourra nécessiter, d'examiner les aspects corrélés suivants (USACE, 2012b) :

- probabilité de survenue de forts séismes ;
- situation de la digue à proximité de zones de faiblesse majeure ;
- risque de liquéfaction des digues ou du sol de fondation ;
- caractère continu ou fréquent de la rétention d'eau ;
- nature des sols et état de toute digue existante ;
- enjeux en cas de rupture de la digue (risque humain et/ou infrastructures critiques, etc.) ;
- conséquences potentielles d'une brèche dans la digue.

Différents niveaux de protection contre les effets sismiques doivent être déterminés sur la base d'une analyse de risque (USACE, 2012b) appliquée aux digues, en fonction de leur importance. Le choix des méthodes d'évaluation et de conception dépendra :

- des conditions probables de rétention d'eau par la digue (charge hydraulique intermittente ou fréquente par exemple) et de la probabilité de l'inondation ;
- de la hauteur de la digue.

Trois catégories de hauteurs en particulier sont recommandées pour l'évaluation et la conception sismiques des digues :

1. moins de 3 mètres ;
2. entre 3 et 6 mètres ;
3. plus de 6 mètres ;

L'atténuation de la vulnérabilité sismique selon USACE (2012b) peut prendre la forme de modifications de la digue afin de réduire les risques de déformation par liquéfaction et/ou étalement latéral ou de l'élaboration d'un plan de gestion des dégâts consécutifs à un séisme (cf. ci-dessous). La figure 9.57 concerne une procédure USACE (2012b) de détermination de la nécessité d'une évaluation détaillée

du comportement sismique d'une digue en zone sismique. Si le processus d'évaluation indique que des calculs sont nécessaires, une méthodologie d'analyse sismique pour la conception est décrite dans la figure 9.58. La procédure en question peut être utilisée à la fois pour la conception de nouvelles digues et l'évaluation de nouveaux travaux sur des digues existantes. Les figures 9.57 et 9.58 comprennent toutes deux des références aux outils pertinents décrits à la section 8.8.

La procédure de base présentée à la figure 9.58 a pour objet, en premier lieu, de déterminer la stabilité de la digue dans les conditions sismiques définies lors de la conception et, en deuxième lieu, la probabilité de glissements par liquéfaction, pour évaluer l'ampleur du déplacement qu'un éventuel événement sismique est susceptible de provoquer. Les critères d'acceptation adoptés par DWR (2012) sont présentés au tableau 9.15.

Tableau 9.15 **Système de classification de vulnérabilité sismique d'une digue**
(d'après DWR, 2012)

Importance du déplacement au regard de la hauteur de la digue	Dégâts sur les ouvrages internes (parois étanches par exemple) importants	Revanche subsistant pour l'évaluation post-sismique (surélévation nominale de la surface des eaux de crue)	Capacités de protection contre les inondations post-sismique
< 5 %	Aucun	> 0,3 mètre	Absence d'incidence possible
< 10 %	Possibles	> 0,3 mètre	Incidence possible
< 20 %	Probables le cas échéant	Entre > 0 et < 0,3 mètre	Probablement compromises
Illimité (situation de glissement par liquéfaction)	Oui	N/D	Très probablement compromises

Note :

Les résultats des analyses doivent être conformes à chacun des critères des trois premières colonnes du tableau pour une classe de vulnérabilité donnée (colonne finale) ou la note du segment correspondant doit correspondre à la classe de vulnérabilité immédiatement supérieure.

Toute réparation post-sismique de digue critique doit être entreprise conformément au plan de restauration post-sismique (USACE, 2012b) suivant :

1. réparation, dans un délai de six à huit semaines, des tronçons de digues n'assurant plus une protection contre les inondations de période de retour 10 ans, avec une revanche identique à celle du projet initial (si la restauration à ce niveau de protection dans un délai de huit semaines n'est pas envisageable, un plan de gestion des risques devra être mis en place et un éventuel programmes de travaux élaboré) ;
2. restauration de la digue à un niveau de protection contre les inondations conforme au projet initial (avec hauteur de revanche identique à la hauteur nominale) ;
3. détermination à l'avance des zones d'emprunt susceptibles de permettre un approvisionnement aisé des matériaux requis pour les réparations provisoires ;
4. protection du talus pour tout nouveau matériau de remblai mis en place ;
5. adoption de procédures de réparation provisoire des fissures et des glissements de digues, y compris les procédures générales pour :
 - i. le prélèvement de matériaux et le colmatage des fissures (mesure prioritaire), le dépôt des sols remaniés ou glissés et remplacement par de nouveaux matériaux de remblais ;
 - ii. la réparation des dégâts sur les autres éléments clés du système de digue (parois étanches des fondations, drains, etc.) ;
6. adoption d'une série de mesures générales, pour la préparation des interventions d'urgence, la mobilisation de ressources, le recueil de données, les réparations provisoires ou à long terme et l'information au public.

Le plan de restauration post-sismique doit être revu et réactualisé à l'issue des inspections et des évaluations d'état périodiques.

Le traitement des digues fréquemment soumises à des charges hydrauliques pourra s'apparenter davantage à celui de barrages (USACE, 2000). Le niveau suffisant de stabilité sismique inhérent

aux barrages permettra de maintenir l'intégrité de la digue et de ses ouvrages internes sans qu'un événement sismique ne provoque de déformation significative. Les digues ainsi fréquemment soumises à des charges doivent être dotées :

- d'une revanche post-sismique adéquate pour l'événement de crue de projet ;
- une conception de systèmes attenants rigides (parois étanches par exemple) ou d'autres éléments (tels que des drains de pied) de telle sorte que les déformations induites par les séismes demeurent limitées (de manière à éviter tout dégât).

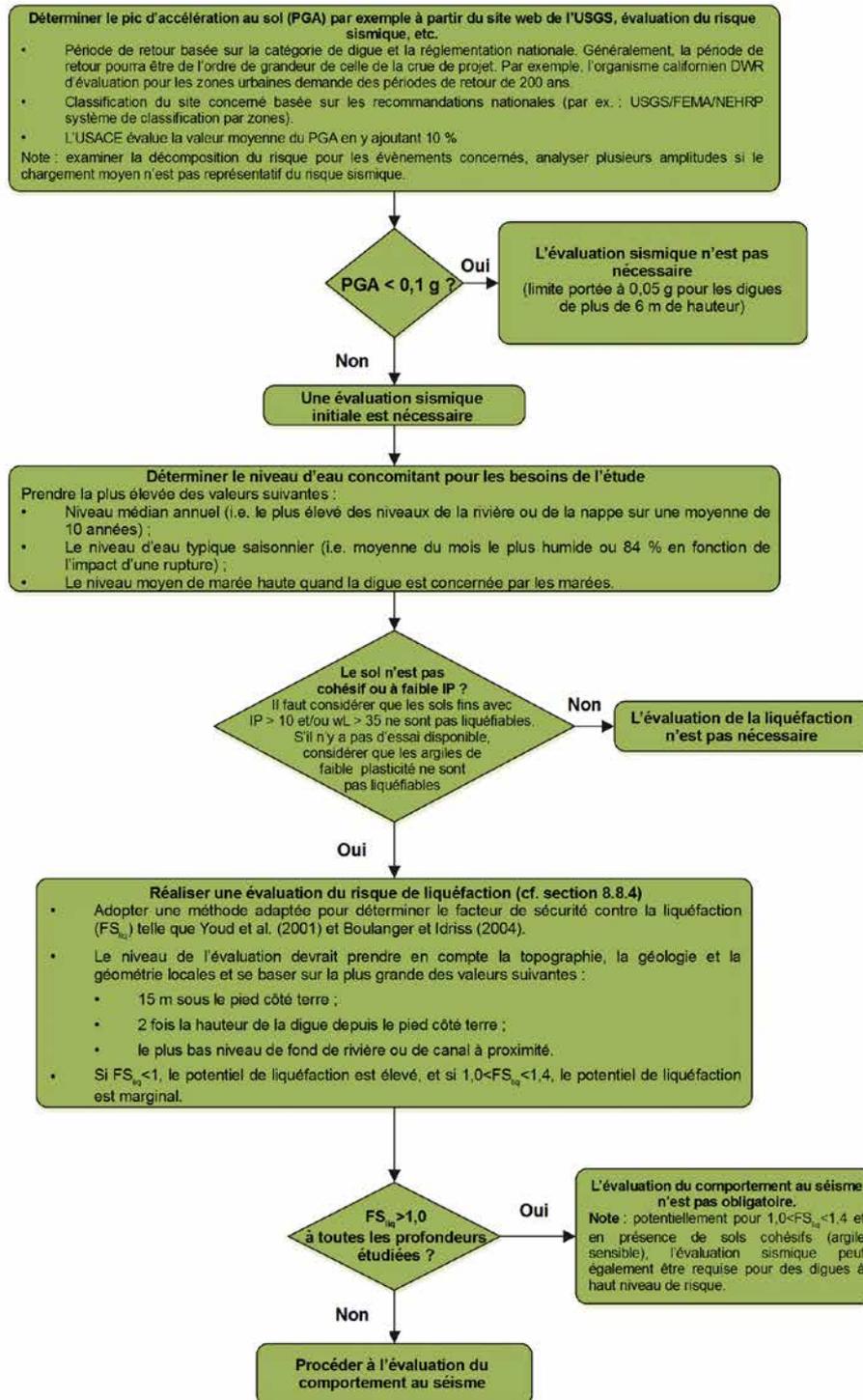


Figure 9.57 Procédure d'évaluation sismique des digues (d'après USACE, 2012b)

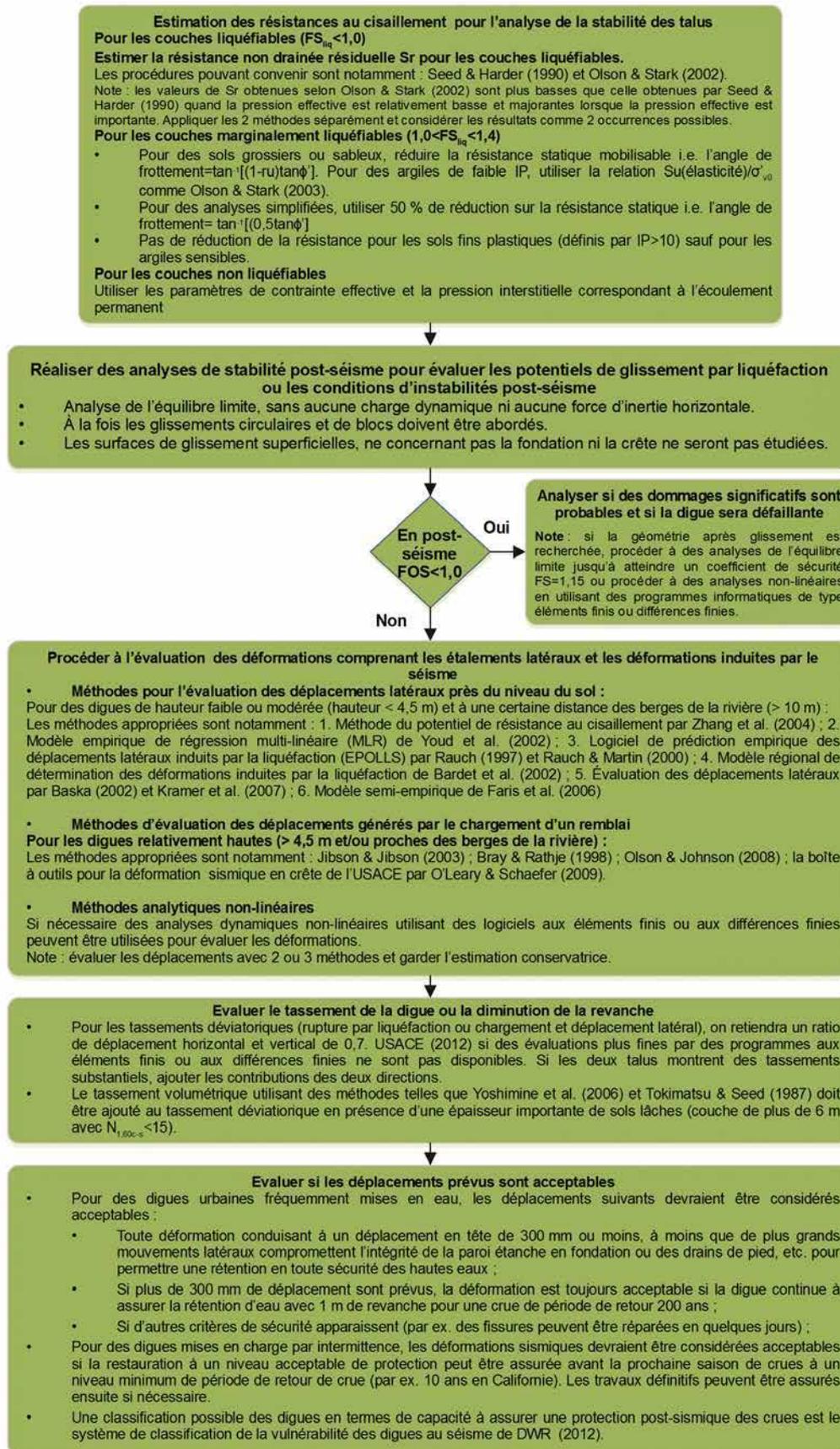


Figure 9.58 Analyse du comportement au séisme des digues

(d'après USACE, 2012b)

9.10 ANALYSE DES MÉCANISMES DE RUPTURE

L'analyse des mécanismes de rupture inclut généralement les étapes suivantes :

- caractéristiques du site, y compris établissement des modèles du sol et géomorphologiques ;
- définition des situations de projet en termes de charges hydrauliques, contraintes externes (action) et combinaisons d'actions ;
- identification des mécanismes de rupture potentiels (ou états limites) ;
- détermination des paramètres géotechniques, en particulier le poids volumique et les résistances relatives à chaque état limite identifié ;
- détermination des niveaux des nappes phréatiques applicables à chaque état limite ;
- dimensionnement pour la résistance aux mécanismes de rupture, en utilisant un processus itératif de calcul (ou d'évaluation) et de modification (de la géométrie, des mesures de contrôle des nappes phréatiques, des résistances structurelles, etc.)

En ce qui concerne les situations de crue, il est habituel de vérifier qu'une rupture ne se produira pas sous une gamme de niveaux des eaux, incluant deux catégories importantes de situations :

- situations « normales » de projet – sur la base des conditions hydrauliques de projet (niveaux des eaux et marées), y compris toutes situations impliquant des états de charge temporaires et/ou permanents couverts par ces situations normales de projet ;
- situations « extrêmes », incluant les actions sismiques et accidentelles (impact de navire, par exemple), ainsi que celles dans lesquelles les conditions hydrauliques dépassent les situations « normales », mais sous lesquelles la digue elle-même ne doit pas céder brutalement même si elle est submergée.

Les charges (actions) sont typiquement divisées en trois catégories :

1. actions permanentes : principalement le poids-propre de la digue ;
2. actions variables : pour les digues, il s'agit essentiellement de l'action de l'eau en crues (par opposition au niveau normal), mais cela peut inclure des charges d'exploitation telles que celles occasionnées par des véhicules de maintenance ou de secours. Les charges causées par l'eau sont directement évaluées en situations de projet au moyen d'un modèle hydraulique de la digue ;
3. les actions sismiques ou accidentelles (impact de navire, par exemple), qui sont rarement concomitantes avec une situation de crue.

Les calculs de stabilité sont habituellement basés sur les valeurs caractéristiques des actions (charges) et des résistances. Ces dernières sont aussi couramment qualifiées de « représentatives » ou de « raisonnablement prudentes ». Dans les Eurocodes, elles apparaissent avec l'indice « k ». La valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique est communément choisie pour représenter une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état limite concerné. Si une base de données est disponible pour une analyse statistique, les valeurs caractéristiques sont alors établies sur la base du fractile à 95 % (ou 5 % selon la nature positive ou négative du paramètre). Toutefois, bien qu'il s'agisse d'une évaluation conceptuelle intéressante, il n'est pas fréquent de disposer de suffisamment de données pour permettre une analyse statistique correcte. Des informations complémentaires sont fournies pour la détermination des charges, actions, résistances et forces au chapitre 7.

La procédure pour déterminer le modèle de sol pour les calculs d'états limites est décrite au chapitre 7, et inclut :

- **le modèle géologique pour les fondations**, y compris les informations concernant la stratification et les propriétés caractéristiques de chaque couche identifiable telles que le poids volumique, la résistance au cisaillement du sol non drainée et/ou drainée, la perméabilité, la compressibilité, le coefficient de consolidation, etc. ;
- **le modèle géométrique**, qui fournit une représentation simplifiée de la digue et la géométrie de ses fondations, y compris des vues en coupe soigneusement choisies des travaux, de façon à ce que les mécanismes potentiels de rupture puissent être représentés correctement ;
- **le modèle géotechnique** de la digue et de ses fondations, autrement dit les valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques (cf. chapitre 7).

La gamme des mécanismes de rupture potentiels (cf. tableau 9.16 pour une liste abrégée, et la section 3 pour plus de détails) doit alors être prise en compte pour chaque étape identifiable de la durée de vie de la digue, et la conception doit être adaptée jusqu'à ce qu'un niveau de stabilité acceptable soit confirmé pour chaque mécanisme.

Tableau 9.16 Principaux états limites ultimes (ELU)

Échelle	Type	Mécanismes typiques de rupture ELU
forces inter-granulaires, phréatiques et hydrostatiques à l'échelle globale	rupture par cisaillement	stabilité globale pendant la construction ou surélévation de la digue ¹
		stabilité globale en crue – rotationnelle, non-circulaire, translationnelle, par glissement, soulèvement (cf. ci-dessous), etc.
		stabilité post-inondation (décrue rapide)
		stabilité sismique sans augmentation de la pression
	soulèvement hydraulique du sol	soulèvement hydraulique du sol à la base côté terre (potentielle perte de stabilité globale) séparation hydraulique entre la digue et la structure interne rigide provoquée par la pression des infiltrations dépassant la pression totale de contact
forces hydrodynamiques à l'échelle globale	liquéfaction statique ou dynamique	cratère de sable à la base côté terre
		Liquéfaction (principalement causée par un séisme)
forces hydrodynamiques à l'échelle locale	érosion (détérioration pouvant créer une instabilité)	érosion interne
		érosion externe par surverse
		érosion externe par affouillement

Note

¹ En France, l'évaluation de la rupture potentielle de digues en situation non drainée, lorsque la résistance de la digue est prudemment négligée, est effectuée en termes de défaut de portance.

Une gamme de techniques d'analyse de chaque mécanisme de rupture potentielle est proposée à la section 8 afin de permettre le contrôle de la conception. Des niveaux de stabilité autorisés pour les cas extrêmes sont généralement moins élevés que pour les situations normales. Les exigences de calcul pour les cas extrêmes sont communément basées sur la base du risque de rupture.

9.10.1 Coefficients de sécurité/coefficients partiels pour les analyses de stabilité de digue

L'objet fondamental des calculs utilisés pour l'analyse des mécanismes de rupture potentielle est de vérifier que la résistance à la rupture (en termes de forces ou moments) excède les forces (ou moments) de déstabilisation. Traditionnellement, cette marge est exprimée sous forme d'un « coefficient de sécurité ». Cependant, et plus récemment, l'introduction des Eurocodes en Europe a mis en œuvre l'utilisation de méthodes de calcul d'états limites dans la conception géotechnique. Cette approche inclut l'introduction de coefficients partiels pour les actions (charges) ou résistances (forces), ou les deux, comme alternative à l'approche dite de « coefficient global ».

Les coefficients de sécurité en matière de calculs de conception ont deux buts principaux :

1. fournir une marge de sécurité contre les coefficients d'incertitude ou les facteurs non quantifiables qui affectent souvent l'ingénierie géotechnique et hydraulique ;
2. vérifier les mouvements dans des conditions normales - les sols affichent des caractéristiques d'effort et de tension fortement non-linéaires, selon lesquelles des changements peu importants dans la charge appliquée produisent une réaction de raidissement (faible flexion), alors que des plus grands déplacements sont provoqués lorsqu'on s'approche du début de l'effondrement.

Les processus actuels de conception de digues tentent de prendre en considération que :

- il est nécessaire de mettre en œuvre divers coefficients pour des types de sols et conditions de charge différents, prenant en compte le fait que les résistances requises dans des conditions de charge variables peuvent être prévues avec plus ou moins de certitude ;
- certains cas de défaillance (tels que des ruptures translationnelles ou rotationnelles profondes affectant la majeure partie de la digue) présentent des risques de brèche plus significatifs que d'autres (par exemple glissement de peau ou rupture à la décruée).

Cette approche est, en général, prise en compte dans les Eurocodes, ainsi que dans les méthodes de dimensionnement communément utilisées aux États-Unis, telles que DWR (2012).

Les deux approches sont décrites ci-dessous :

1. Dans l'hypothèse d'une approche de type coefficient global traditionnel, qui est toujours utilisée aux États-Unis, la marge entre les résistances à la rupture (en termes de forces ou moments) et les forces déstabilisantes (ou moments) est exprimée sous forme d'un « coefficient de sécurité ». En cas d'instabilité de masse, il peut être décrit comme le rapport entre la résistance au cisaillement réellement disponible et celle mobilisée (Bromhead, 1992). Dans cette approche, les calculs mettent en œuvre des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques, représentatives ou modérément prudentes.
2. L'approche par coefficients partiels, maintenant en vigueur dans les Eurocodes, dans laquelle des coefficients « indépendants » sont appliqués aux diverses actions (charges) et résistances (forces), de telle sorte que les calculs d'états limites ultimes (ELU) et d'états limites de service (ELS) puissent être effectués. Les coefficients partiels sont appliqués soit aux actions (charges appliquées, forces, etc.), soit aux résistances (des matériaux, etc.), ou aux deux.

Au stade de la conception, ou lors d'une évaluation de stabilité, l'ingénieur devrait idéalement être en mesure de bénéficier d'une certaine liberté de jugement dans le choix des coefficients globaux ou partiels pour prendre en compte le risque associé. Par exemple, lorsque le risque est élevé, il pourrait utiliser des coefficients partiels complémentaires ou fixer un coefficient global de sécurité cible plus élevé. Une telle approche exige la mise en œuvre d'une méthodologie homogène pour classer les digues en termes de complexité et de risque. Les catégories proposées à l'encadré 9.36 sont basées sur l'approche définie par l'Eurocode 7, mais sont adaptées à l'étude des digues. L'objectif est que ces catégories puissent être utilisées soit avec les approches de type Eurocode (coefficients partiels) ou de type « globale ».

Encadré 9.36

Catégories géotechniques envisageables pour les digues

Catégorie géotechnique 1 (concerne les digues de petite taille, simples)

- ouvrages à niveau de risque négligeable ;
- exigences fondamentales remplies sur la base de l'expérience et d'investigations géotechniques qualitatives – ne requièrent probablement pas de calculs de conception ;
- n'impliquent généralement pas de calculs de conception – la conception des digues de cette catégorie peut habituellement être basée sur l'expérience ou la connaissance de ce qui a été réalisé avec succès dans le passé dans des conditions de terrain et hydrauliques similaires.

Catégorie géotechnique 2 (concerne la plupart des digues de conception traditionnelle) :

- pas de risque exceptionnel, pas de conditions de terrain délicates ou de charges inhabituelles ;
- procédures de routine pour les essais sur site et en laboratoire ;
- données géotechniques quantitatives pour la conception ;
- analyse et calcul géotechniques effectués pour remplir les exigences fondamentales ;
- pour les digues classées en catégorie 2, les calculs géotechniques utiliseraient normalement les coefficients partiels par défaut recommandés dans l'Eurocode 7, ou au niveau inférieur des coefficients de sécurité mentionnés au paragraphe 9.10.3.

Catégorie géotechnique 3 (concerne les digues importantes, complexes ou de grandes dimensions) :

- ouvrages de grande taille ou inhabituels ;
- niveau de risque anormal ou extrême (particulièrement en matière des conséquences de rupture), conditions de terrain inhabituelles ou particulièrement difficiles, ou charges extrêmes ;
- digues construites dans des zones hautement sismiques ou naturellement instables ;
- pour les ouvrages de catégorie 3, les risques accrus encourus par les conséquences d'une rupture, ou les dimensions ou la complexité des digues, peuvent être gérés en appliquant des coefficients partiels plus élevés, en utilisant des coefficients de modélisation additionnels en cas d'utilisation des Eurocodes, ou en adoptant le niveau supérieur des facteurs de sécurité définis aux tableaux 9.17 et 9.18. Selon le niveau de risque, il peut aussi être souhaitable de mettre en œuvre d'autres stratégies de gestion du risque telles qu'une résilience accrue à la rupture ou des procédures d'évacuation clairement définies.

9.10.2 Approche impliquant le coefficient de sécurité global (États Unis)

En ce qui concerne les calculs de stabilité globale, les conditions de calcul ci-après sont normalement à prendre en compte :

- les pires combinaisons prévisibles de paramètres de terrain et de géométrie de la digue (également pendant les étapes cruciales de construction si nécessaire) ;
- les paramètres géotechniques modérément prudents (appelés aussi caractéristiques ou représentatifs) – qui devraient être adaptés à chaque mécanisme de rupture et pourraient varier de l'un à l'autre. Par exemple, la force de cisaillement mobilisée au niveau du sol le long de glissements translationnels étendus peut différer des forces exercées sur le même matériau par un mouvement rotationnel court. De plus amples détails sur la sélection des paramètres figurent à la section 7.8 ;
- les conditions hydrauliques critiques (niveau de la mer, houle de tempête, niveau de rivière, hauteur de vagues, etc.) ;
- les conditions critiques pour la nappe phréatique (résultant souvent des conditions critiques hydrauliques) ; ceci est souvent l'un des éléments les plus difficiles à estimer (paragraphe 9.7), et sera fonction de nombreux facteurs tels que :
 - la perméabilité de chaque couche de sol concernée sous la digue ;
 - la perméabilité du remblai de digue ;
 - l'uniformité du remblai et du terrain naturel, en particulier si ce dernier est stratifié et contient des couches de sols très perméables directement en contact hydraulique avec le cours d'eau
 - la durée et la forme de l'hydrogramme ;
 - la contribution des dispositifs de contrôle des eaux souterraines prévus à la conception,
- les charges concomitantes appliquées (charges de construction, surcharges en situation d'urgence, charges d'impact, etc.).

Un exemple de l'approche pour la détermination d'un coefficient de sécurité global est donné à l'encadré 9.37, illustrant la méthode de Bishop pour l'analyse de stabilité d'une pente (cf. section 8.6).

Encadré 9.37

Application de l'approche des coefficients de sécurité globale avec la méthode de Bishop

Cette méthode permet de définir un coefficient de sécurité global au moyen de l'équation 9.1, dans laquelle le sol au-dessus d'une surface de défaillance hypothétique est divisé en un nombre de tranches verticales de largeur b et poids propre W , et sous une charge verticale en surface appliquée Q . La pression interstitielle exercée au centre de la base de la tranche est u , α représente l'inclinaison de sa base par rapport à l'horizontale, c' est la cohésion réelle et ϕ' l'angle effectif de la résistance au cisaillement. En l'absence de drainage, la force de cisaillement C_v remplace c' , et ϕ a une valeur nulle.

$$F = \frac{\sum_i \left\{ \frac{(c'_i b_i + (W_i + Q_i - u_i b_i) \tan \phi'_i) \sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \left[\frac{\tan \phi'_i}{F} \right]} \right\}}{\sum_i \{ (W_i + Q_i) \sin \alpha_i \}} \tag{9.1}$$

La méthode de Bishop contient quelques hypothèses simplificatrices à propos des forces inter-tranches, mais prend bien en compte l'équilibre des forces horizontales et des moments. La solution nécessite un processus d'itération parce que F , le coefficient de sécurité global, apparaît des deux côtés de l'équation. D'autres méthodes d'analyse présentent des approches similaires, mais comportent des hypothèses simplificatrices différentes (cf. chapitre 8). Des algorithmes semblables à ceux de la méthode de Bishop ont également été développés pour des glissements non rotationnels (cf. chapitre 8).

Les valeurs des coefficients de sécurité globaux retenus pour les calculs d'instabilité de masse sont fournies par l'USACE (2000) au tableau 9.17 et au tableau 9.18 pour DWR (2012). Si une gamme de coefficients de sécurité est mentionnée, le concepteur devra juger par lui-même du coefficient de sécurité adapté au niveau de risque. D'une manière générale, les coefficients inférieurs mentionnés doivent être retenus pour les projets au risque moindre, et les supérieurs appliqués aux digues présentant un risque plus élevé. Les deux références fournissent des lignes directrices pour des situations de conception spécifiques, visant à faire la distinction entre différents scénarios de projet et mettant en œuvre les coefficients de sécurité appropriés pour chacun.

Tableau 9.17 Coefficients de sécurité minimum – stabilité des pentes de digue
(USACE, 2000)

Type de pente	Conditions de stabilité applicables et coefficients de sécurité (FS) requis			
	Fin de construction	Long-terme (écoulement permanent)	Décru rapide ^a	Séisme ^b
Nouvelles digues	1,3	1,4	1,0 à 1,2	(cf. notes)
Digues existantes	—	1,4 ^c	1,0 à 1,2	(cf. notes)
Autres digues et remblais ^d	1,3 ^{e,f}	1,4 ^{c,f}	1,0 à 1,2 ^f	(cf. notes)

notes

- Analyse de la décrue. FS = 1,0 s'applique à des niveaux précédant la décrue dans les situations où ces niveaux en crue sont peu susceptibles de persister longtemps avant la décrue (crues rapides). FS = 1,2 s'applique à des niveaux en crue susceptibles de persister longtemps avant la décrue (crues longues).
- cf. USACE (1995b) pour information.
- Pour les pentes existantes précédemment affectées par des glissements ou déformations importants, et si des analyses inverses ont été effectuées pour établir les valeurs de résistance au cisaillement, des coefficients de sécurité moins élevés peuvent être considérés. En ce cas, des études de probabilité peuvent se révéler utiles pour appuyer l'utilisation de coefficients de sécurité moindres au niveau des calculs.
- Inclut des pentes faisant partie de batardeaux, digues de retenue, réserves, canaux de navigation, brise-lames, berges et pentes d'excavation
- Des pentes d'excavation temporaire sont parfois dimensionnées seulement pour une stabilité à court terme, sachant que, dans le long terme, la stabilité n'est pas assurée. Dans ces cas-là, des coefficients de sécurité supérieurs peuvent être requis en fin de construction afin de garantir la stabilité pendant toute la durée où l'excavation est ouverte. Une attention particulière doit être portée au dimensionnement de pentes provisoires, qui ne présentent pas une stabilité adéquate à long terme (en écoulements permanents).
- Des coefficients de sécurité plus faibles peuvent être appropriés lorsque les conséquences d'une rupture en termes de sécurité, de dommages environnementaux et de pertes économiques sont faibles.

Tableau 9.18 Coefficients de sécurité (FS) globaux et gradients hydrauliques acceptables (i)
(DWR, 2012)

Paramètre	Critères			
	Pour NEP		Pour NCD	
Gradient de sortie des infiltrations en pied de digue	$\gamma \geq 17,6 \text{ kN/m}^3$	$\gamma < 17,6 \text{ kN/m}^3$	$\gamma \geq 17,6 \text{ kN/m}^3$	$\gamma < 17,6 \text{ kN/m}^3$
	$i \leq 0,5$	$FS \geq 1,6$	$i \leq 0,6$	$FS \geq 1,3$
Gradient de sortie des infiltrations en pied de berme	$i \leq 0,8$	$FS \geq 1,0$	<20 % FS pour dégradation de bermes de moins de 30 mètres	<10 % FS pour dégradation de bermes de moins de 30 mètres
Stabilité des pentes en situation permanente (côté terre)	$FS \geq 1,5$		$FS \geq 1,3$	
Stabilité des pentes en situation permanente (côté terre)	$FS \geq 1,4$		$FS \geq 1,2$	
Stabilité des pentes en vidange rapide (côté eau)	$FS \geq 1,2$ (niveau élevé prolongé) $FS \geq 1,0$ (niveau élevé de courte durée)			
Stabilité des pentes minimum acceptable en vidange rapide (côté eau)	$FS \geq 1,2^*$			
Stabilité des pentes en vidange rapide (côté eau) en situation de fluctuations de marées fréquentes et importantes	$FS \geq 1,4^{**}$			
Vulnérabilité sismique	Pas de déformation significative, généralement limitée à 3 pieds (0,91 m) maximum, avec 1 pied (0,3 m) de tassement vertical			

notes

Ces critères sont des additions ou des exceptions à ceux indiqués pour les digues supportant des charges intermittentes.

* S'applique au NEP

** Critère additionnel s'appliquant à la gamme de fluctuation des marées, pas au NEP

Clé	
NEP	Niveau d'eau de projet
FS	Coefficient de sécurité
NCD	Niveau de crête de la digue
i	Gradient de sortie
γ	Poids volumique saturé (couche de couverture)

9.10.3 Approche aux coefficients partiels de sécurité (Eurocodes)

L'Eurocode 7 (2004) exige que les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS) soient considérés séparément dans le cadre de la conception géotechnique. Dans l'approche par le coefficient de sécurité global, l'analyse des spécifications de service, telles le tassement ou la déformation latérale, n'est généralement pas liée directement au contrôle de stabilité. Il est cependant important que les concepteurs prennent en compte ces questions.

Le principe de vérification appliqué aux approches de conception aux états limites telles que définies par les Eurocodes est que les effets (pondérés) des actions (E_d) n'excèdent pas les résistances (pondérées) correspondantes (R_d), conformément à l'équation 9.2.

$$E_d \leq R_d \quad (9.2)$$

où :

E_d = la valeur calculée de l'effet des actions

R_d = la valeur calculée de la résistance à une action

Aux termes de l'Eurocode 7, il convient de prendre en compte cinq états limites.

9.10.3.1 EQU, perte d'équilibre de l'ouvrage ou du sol

Ceci n'entre en ligne de compte que si l'ouvrage agit comme une structure rigide, auquel cas les résistances des matériaux de la structure et du sol n'ont qu'un effet insignifiant sur la résistance de l'ensemble. Un exemple de l'état limite EQU serait une fondation rigide reposant sur de la roche, et basculant autour d'un coin. L'état limite EQU est une situation rare en ingénierie géotechnique, et ne s'applique généralement pas à la stabilité d'une digue.

9.10.3.2 STR, défaillance ou déformation excessive de l'ouvrage ou d'éléments structurels, ou GEO, défaillance ou déformation excessive du sol

La stabilité géotechnique des digues est généralement fondée sur les calculs de vérification GEO. Toutefois, les mécanismes de défaillance impliquant l'un ou l'autre élément structurel peuvent relever des calculs STR. Noter que l'état limite GEO est souvent critique pour le dimensionnement des éléments structurels des fondations ou des structures de soutènement, et parfois des éléments structurels eux-mêmes. L'Eurocode 7 définit trois situations de projet, à prendre en compte pour les évaluations des ELU GEO et STR des digues :

- **situation normale d'exploitation** : "une situation durable pour une période de temps égale à la durée de vie prévue de l'ouvrage". Ceci fait généralement référence aux conditions d'exploitation normales et, en ce qui concerne les digues, incluant les niveaux de rivière ou de marées habituels ;
- **situation transitoire** : "une situation de projet de durée plus courte que la durée de vie prévue de l'ouvrage, et une haute probabilité d'occurrence". Ceci se réfère à une situation temporaire de l'ouvrage, dans son exploitation ou son exposition à un risque transitoire. Par conséquent, une telle situation prendrait en considération un niveau d'inondation correspondant à la périodicité de retour de projet ou aux conditions de construction ou de réparation ;
- **situation accidentelle** : "une situation impliquant des conditions exceptionnelles affectant l'ouvrage ou sa sollicitation, y compris incendie, explosion, impact ou défaillance partielle". S'agissant de digues, ceci peut inclure, outre des accidents comme un impact de navire, des niveaux d'eau dépassant ceux envisagés pour la période de retour de projet.

Dans les zones sismiques, il est également nécessaire de vérifier la stabilité sous charge sismique (mais, dans le cas de digues, il n'est pas normal d'appliquer des charges concomitantes d'inondation et de séisme). Pour ce qui est des Eurocodes, la vérification de stabilité en cas d'actions sismiques est traitée à l'Eurocode 8 (2004b et 2004c).

En ce qui concerne les calculs de stabilité de pente à l'état limite d'équilibre requis pour la conception des digues, le moment de renversement M_E est l'effet de l'action, et le moment résistant M_R représente la résistance à cet effet. En conséquence, et pour l'analyse de stabilité de pente, l'Eurocode 7 exige que les concepteurs démontrent que le moment résistant excède celui de renversement pour chacun des mécanismes de défaillance.

$$\frac{E_d}{R_d} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \Lambda_{GEO} \leq 1 \tag{9.3}$$

Dans cette formule, Λ_{GEO} représente le niveau d'utilisation des résistances en fonction des actions ou de leurs effets. Noter que Λ_{GEO} est l'inverse d'un coefficient de sécurité. L'application de cette approche à la méthode de Bishop est fournie, à titre d'exemple, à l'encadré 9.38.

Encadré 9.38
Application de l'approche du coefficient partiel de sécurité à la méthode de Bishop

La transformation de l'équation 9.1 dans une forme compatible avec l'approche en coefficient de sécurité partiel au sens de l'Eurocode 7 donne l'équation suivant pour la méthode de Bishop

$$\Lambda_{GEO} = \frac{\sum_i \{ (W_{d,i} + Q_{d,i}) \sin \alpha_i \}}{\sum_i \left\{ \frac{(c'_{d,i} b_i + (W_{d,i} + Q_{d,i} - u_{d,i}) b_i) \tan \phi_{d,i} \sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \tan \phi_{d,i} (\Lambda_{GEO})} \right\}} \leq 1 \tag{9.4}$$

Dans ce cas, l'indice « d » correspond à « valeurs de calcul » (valeurs auxquelles les coefficients partiels ont déjà été appliqués). Dans l'équation 9.4, les valeurs de calcul sont remplacées par les valeurs caractéristiques, et les coefficients de sécurité partiels sont donc inclus.

Il convient de souligner que les termes W_d et Q_d contribuent conjointement à la valeur des actions et à celle des résistances. Ceci rend plus complexe l'application des équations de stabilité lorsque peuvent être appliqués aux paramètres caractéristiques des coefficients partiels différents pour les situations favorables et défavorables.

$$\Lambda_{GEO} = \frac{(\gamma_G \gamma_c \gamma_{Re}) \sum_i \{ (W_{k,i} + (\gamma_Q / \gamma_G) Q_{k,i}) \sin \alpha_i \}}{\sum_i \left\{ \frac{\left(c'_{k,i} b_i + \left(\frac{\gamma_G \gamma_c}{\gamma_\phi} \right) (W_{k,i} + Q_{k,i} - u_{k,i}) b_i \right) \tan \phi_{k,i} \sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \left[\frac{\tan \phi_{k,i}}{\gamma_\phi} \right] (\Lambda_{GEO})} \right\}} \leq 1.0 \tag{9.5}$$

dans laquelle :

- γ_G = coefficient partiel appliqué aux actions permanentes (y compris poids propre)
- γ_Q = coefficient partiel appliqué aux actions variables (y compris charges de surface appliquées)
- γ_{Re} = coefficient partiel appliqué aux résistances du sol
- γ_ϕ = coefficient partiel appliqué à ϕ
- γ_c = coefficient partiel appliqué à la cohésion effective

Les autres symboles sont fournis à l'encadré 9.37.

De même que pour l'approche par le coefficient global, et parce que le terme Λ_{GEO} apparaît des deux côtés de l'équation, sa solution requiert un processus itératif.

Ainsi qu'il est exposé à l'encadré 9.38, le poids propre et les charges imposées peuvent affecter à la fois la valeur des actions et celle des résistances. Si des coefficients partiels sont appliqués à ces termes de l'équation, des coefficients distincts pourraient être appliqués aux mêmes termes selon que les actions sont favorables ou défavorables. Pour éviter ce problème, l'Eurocode 7 introduit le concept de source unique dans un nota à la clause 2.4.2.9(P) du code : « les actions permanentes défavorables (ou déstabilisantes) et favorables (ou stabilisantes) peuvent, dans certains cas, être considérées comme provenant d'une source unique. Si c'est le cas, un coefficient partiel unique peut être appliqué à la somme de ces actions ou à celle de leurs effets ».

En outre, et dans les tableaux A1.2(B) et A2.4(B), EN 1990 précise :

« Les valeurs caractéristiques de toutes les actions permanentes de la même source sont multipliées par $\gamma_{G,sup}$ si le total résultant de l'effet de l'action est défavorable, et $\gamma_{G,inf}$ si ce total est favorable. Par exemple, toutes les actions relatives au poids propre de l'ouvrage peuvent être considérées comme provenant d'une source unique ; ceci est également valable si des matériaux différents sont impliqués. »

Bond et Harris (2008) soulignent les problèmes liés à l'utilisation de paramètres factorisés dans les analyses de stabilité de pente. En particulier, ils notent que l'utilisation de paramètres factorisés peut conduire les programmes de stabilité de pente à identifier des surfaces de glissement « critiques » différentes de celles qui l'auraient été si des paramètres caractéristiques avaient été utilisés (avec le risque que les résultats diffèrent de la réalité). Afin de compenser ce problème, ils suggèrent que les analyses de stabilité de pente soient d'abord faites en utilisant des paramètres, actions et résistances « caractéristiques » (non factorisés) afin de déterminer les mécanismes de défaillance critiques, puis d'effectuer une autre série d'analyses (utilisant les coefficients partiels de l'Eurocode 7) sur lesdits mécanismes afin d'identifier la stabilité dans ces cas précis. De même, l'application de coefficients partiels sur des résistances pour des calculs aux éléments finis peut être problématique et affecter la réaction du modèle numérique, plus particulièrement lorsque les coefficients de mobilisation sont proches de l'unité (ce qui devrait être le cas d'une conception optimisée).

Ruptures non drainées (souvent liées à la fin de construction – cf. section 9.7)

Comme souligné à l'encadré 9.38, les équations de stabilité de pente peuvent être appliquées soit aux paramètres relatifs à la résistance drainée (c' et ϕ'), soit aux paramètres relatifs à la résistance non-drainée (C_u and $\phi_u = 0$). Pour la construction de digues sur des fondations argileuses meubles, il est courant d'utiliser ces derniers pour déterminer la stabilité. Ceci est lié à la difficulté de prédire les changements de pression interstitielle pendant la construction de la digue, et à inclure ces valeurs dans les analyses en contraintes effectives dans l'état limite d'équilibre. En particulier, l'utilisation d'analyses en contraintes effectives pour prévoir la stabilité en cours de construction peut s'avérer non sécuritaire. L'utilisation de paramètres non drainés est une méthode couramment appliquée pour déterminer la stabilité de digues construites sur des argiles moles (Ladd et Foott, 1974, Tavenas et Leroueil, 1980, Jardine et Hight, 1987 et Ladd, 1991).

Au Royaume-Uni et aux États-Unis, on utilise généralement les paramètres de cisaillement non drainés dans les calculs à l'état limite d'équilibre de stabilité de pente pour déterminer la stabilité de digues construites sur des argiles molles. Un avantage spécifique de cette approche est que les routines de recherche incluses dans les logiciels modernes peuvent traiter des géométries irrégulières, et permettre d'effectuer des analyses de glissement non-circulaire. La résistance des sols dans les fondations de digues anciennes peut aussi être « zonée » afin de prendre en compte l'anisotropie de résistance de leurs fondations.

Comme on peut le voir à l'encadré 9.40, les méthodes utilisées en France pour les calculs de stabilité de pente de digues ne recommandent pas l'utilisation des résistances au cisaillement non drainées dans les analyses. Le problème des défaillances potentielles en cours de construction est donc traité comme un problème de capacité portante. Le concept de capacité portante de la fondation fait référence à la défaillance par cisaillement de la fondation causée par le poinçonnement dans l'argile molle. La défaillance de la fondation est considérée comme affectant la largeur totale de la digue.

Selon les recommandations françaises, le calcul de stabilité suppose que la digue est construite instantanément, sans dissipation des pressions interstitielles dans la fondation.

Par conséquent, on se fonde sur l'utilisation de la résistance au cisaillement non drainée et on applique cette méthode aux nouvelles digues ou à la surélévation importante de digues existantes. Selon cette

méthode, la contrainte verticale q sous une digue de hauteur H et un poids volumique γ est évaluée comme suit :

$$q = \gamma H \quad (9.6)$$

La valeur critique de q (q_{max}) peut être estimée en utilisant les relations données au chapitre 8.

9.10.3.3 UPL, perte d'équilibre de l'ouvrage ou du sol consécutive à un soulèvement hydraulique ou autres actions verticales

L'état limite UPL considère la perte d'équilibre de l'ouvrage ou du sol consécutive à un soulèvement hydraulique ou autres actions verticales. Ceci peut concerner des digues, par exemple dans le cas de la conception de structures enterrées dans l'ouvrage telles que conduites ou ponceaux.

9.10.3.4 HYD, soulèvement hydraulique, érosion interne, érosion régressive, causés par gradients hydrauliques

L'état limite HYD est directement applicable aux digues parce qu'il prend en compte le soulèvement hydraulique, l'érosion interne et l'érosion régressive dans le sol, causés par les gradients hydrauliques. Ce sont des points qui doivent être pris en considération lors de la conception d'une digue ou de parties de digue. Ainsi qu'il est expliqué à la section 9.9.2, le soulèvement hydraulique peut devenir un facteur important dans la conception d'une digue lorsque le pied peut subir un soulèvement (tel que, par exemple, dans le cas souligné aux illustrations 9.59 et 9.60, ou lorsque des cratères de sable sont envisageables). Dans de telles situations, la stabilité vis-à-vis du soulèvement hydraulique doit être vérifiée, en surplus de tout calcul géotechnique de stabilité, de manière à inclure le soulèvement du pied côté terre (cf. les méthodes telles que Van, 2001, décrites à la section 8.6.3).

Pour le soulèvement hydraulique, la Clause 2.4.7.5.(1)P de l'Eurocode 7 précise : qu'en présence d'un état limite causé par un soulèvement dû aux infiltrations d'eau dans le sol, il convient de vérifier, pour chaque colonne de terre, que la valeur totale de la pression interstitielle déstabilisante ($u_{dst;d}$) au pied de la colonne, ou celle de la force d'infiltration ($S_{dst;d}$) dans la colonne est inférieure ou égale à la contrainte verticale totale ($\sigma_{stb;d}$) au pied de la colonne, ou au poids total submergé ($G'_{stb;d}$) de cette même colonne :

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (9.7)$$

et

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (9.8)$$

L'état limite du soulèvement au niveau du pied aval doit être considéré lorsque la digue a été construite sur une couche de terre à faible perméabilité recouvrant une autre couche plus perméable (cf. figure 9.59). Une défaillance du pied de la digue causée par soulèvement hydraulique peut déstabiliser la digue en entier, et provoquer une rupture.

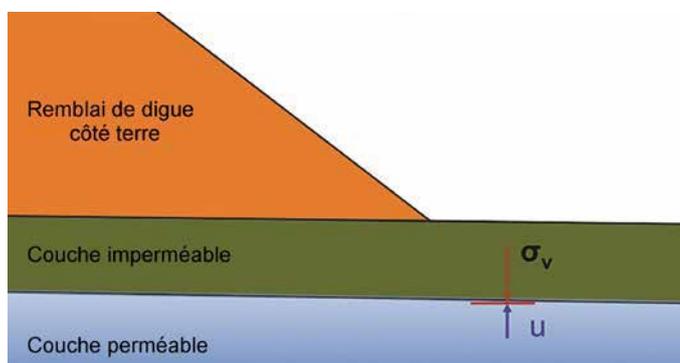


Figure 9.59 **Modèle physique d'état limite de soulèvement hydraulique**
(d'après Royet et Peyras, 2010)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

La clause 2.4.7.5. (2)P stipule que les coefficients partiels pour $u_{dst,d}$, $\sigma_{stb,d}$, $S_{dst,d}$ et $G'_{stb,d}$ pour les situations permanentes ou transitoires sont définis dans l'annexe A.5(1)P de l'Eurocode 7 et les annexes nationales. Celles-ci sont reproduites au tableau 9.19.

Tableau 9.19 Coefficients partiels sur les actions pour le soulèvement hydraulique (d'après l'Eurocode 7)

Action	Symbole	Valeur
Permanent		
Défavorable ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,35
Favorable ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,90
Variable		
Défavorable ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

Notes

a Déstabilisant

b Stabilisant

Bond et Harris (2008) suggèrent que l'équation permettant de calculer la contrainte effective due à la « force d'infiltrations » (cf. équation 9.8) est moins « prudente » que celle proposée par l'approche de contrainte totale de l'équation 9.7, qui est plus concordante avec les pratiques antérieures. En conséquence, ils recommandent que l'équation 9.7 soit utilisée pour la conception, lorsque cela est possible. Il convient cependant de noter que, bien que l'approche en contraintes totales soit généralement plus prudente, il existe des situations où cela n'est pas le cas (par exemple, lorsqu'une couche imperméable est submergée). Le concepteur devra alors prendre de telles possibilités en compte et adapter la conception si nécessaire.

Les mécanismes de défaillance hydraulique détaillés dans l'Eurocode 7 incluent aussi l'érosion interne et l'érosion régressive. La figure 9.60, extraite de l'Eurocode 7, précise les conditions dans lesquelles infiltrations et écoulements peuvent se produire sous la digue. Dans ce cas, l'Eurocode exige que le concepteur ajoute un système de filtration et que des mesures appropriées soient mises en œuvre pour prévenir les risques d'érosion interne.

Note

L'érosion interne et l'érosion régressive peuvent se produire lorsque la couche imperméable présente des défaillances localisées permettant des infiltrations concentrées, ou si la couche imperméable est discontinue, et laisse la couche perméable remonter au niveau du sol. De telles possibilités doivent être prises en compte et il convient alors de considérer les connaissances locales ainsi que de bien comprendre les caractéristiques de la couche imperméable lors des travaux d'évaluation.

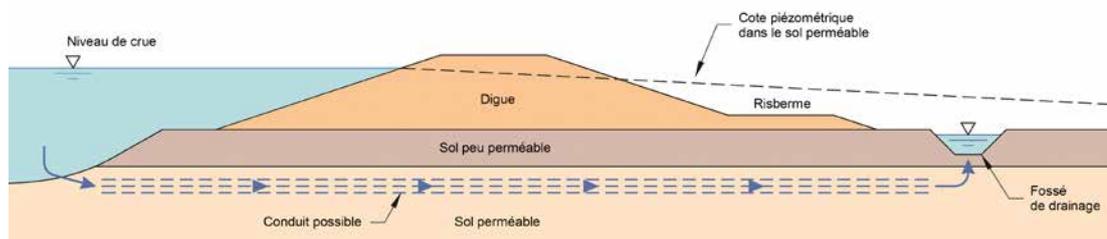


Figure 9.60 Défaillance hydraulique (ELU HYD) : conditions pouvant générer des écoulements (d'après BSEN1997-1:2004)

L'Eurocode 7 ne fournit aucune règle détaillée pour la conception des filtres dans de telles situations. Cependant, il précise que si les critères de filtration ne sont pas respectés, il convient alors de vérifier que le gradient hydraulique se situe bien en-deçà du gradient critique, qui est défini en fonction de :

- la direction des écoulements ;
- la granulométrie et la forme des grains ;
- la stratification du sol.

9.10.3.5 Les pressions d'eau dans les environnements maritimes ou fluviaux

Pour les digues, les actions engendrées par les pressions d'eau (et des nappes phréatiques) peuvent être considérées comme permanentes et/ou variables selon la magnitude de leurs variations dans le temps. En fonction de l'approche de conception considérée (cf. section 9.10.3.6), différents coefficients seront appliqués aux actions permanentes et variables (favorables ou défavorables).

Les ouvrages situés sur le littoral ou dans les estuaires diffèrent de ceux en zones terrestres parce que le cycle des marées fait que les niveaux d'eau varient une ou deux fois par jour. Il s'ensuit que les variations de niveaux dues aux marées et aux crues extrêmes potentielles doivent être considérées comme des actions variables. Toutefois, et parce que les actions variables sont associées à des coefficients partiels plus élevés que les actions permanentes, il serait trop sécuritaire d'appliquer les coefficients partiels à l'ensemble des charges hydrostatiques et piézométriques. Il convient donc de considérer une partie de la pression de l'eau (par exemple, la partie en deçà de la partie variable du niveau d'eau ou de la nappe phréatique) comme permanente.

D'après les Eurocodes, les concepteurs de digues ont le choix entre :

- estimer une ligne piézométrique caractéristique (qui devrait être la plus défavorable envisageable) ;
- procéder à une analyse du réseau d'écoulements (cf. discussion à la section 9.7 pour les options).

On recommande l'approche ci-dessous pour le choix de la ligne piézométrique :

1. déterminer un niveau caractéristique de la nappe phréatique (hors crues), au moyen des reconnaissances du sol et des mesures piézométriques, ainsi que de l'expérience et du jugement. Ceci représente la situation-type permanente ;
2. déterminer le niveau le plus critique envisageable de la nappe en période de crues, en combinant l'analyse des infiltrations et le bon sens. La différence entre les situations de crues et de non-inondation définit alors l'action variable de la nappe phréatique ;
3. définir le profil de calcul de la ligne piézométrique. L'Eurocode 7, clause 2.4.6.1.(8) précise : « Les valeurs de calcul des pressions interstitielles peuvent être établies en appliquant des facteurs partiels aux pressions d'eau caractéristiques ou en appliquant une marge de sécurité au niveau d'eau caractéristique... ». Dans le cas d'approches prenant en considération des actions de l'eau non factorisées (telles que Approche de conception 3 ou 1 – combinaison 2 – cf. section 9.6.3.6), il ne subsiste aucune ambiguïté. Lorsque les actions sont factorisées, on peut choisir une procédure de normalisation qui permet de factoriser en amont l'élément variable du niveau d'eau par un rapport des coefficients partiels γ_q/γ_G avant de l'ajouter au niveau caractéristique permanent. Par exemple, et s'agissant de l'approche 1 combinaison 1, la partie variable du niveau d'eau est multipliée par le ratio des coefficients partiels $\gamma_q/\gamma_G = 1.5/1.35 = 1.11$, puis ajoutée à la valeur permanente du niveau de la nappe. Le résultat de ce calcul (caractéristique normalisée) est alors soumis au coefficient partiel de l'action permanente γ_G ;
4. On doit vérifier que les niveaux de nappe phréatique ainsi calculées restent raisonnables (de telle sorte que des valeurs physiquement impossibles ou déraisonnables ne soient pas utilisées).

9.10.3.6 Différences de conception en Europe

La manière dont les coefficients partiels sont appliqués à toute équation qui les utilise conformément aux Eurocodes n'est pas identique à travers l'Europe. L'Eurocode 7 autorise trois différentes approches, selon les pays. Le choix entre ces différentes approches est présenté dans l'illustration 9.61. Le tableau 9.20 donne alors les coefficients partiels équivalents de l'Eurocode 7 pour les analyses de stabilité de talus, et les valeurs des coefficients combinés inclus dans l'équation 9.4 à l'encadré 9.38.

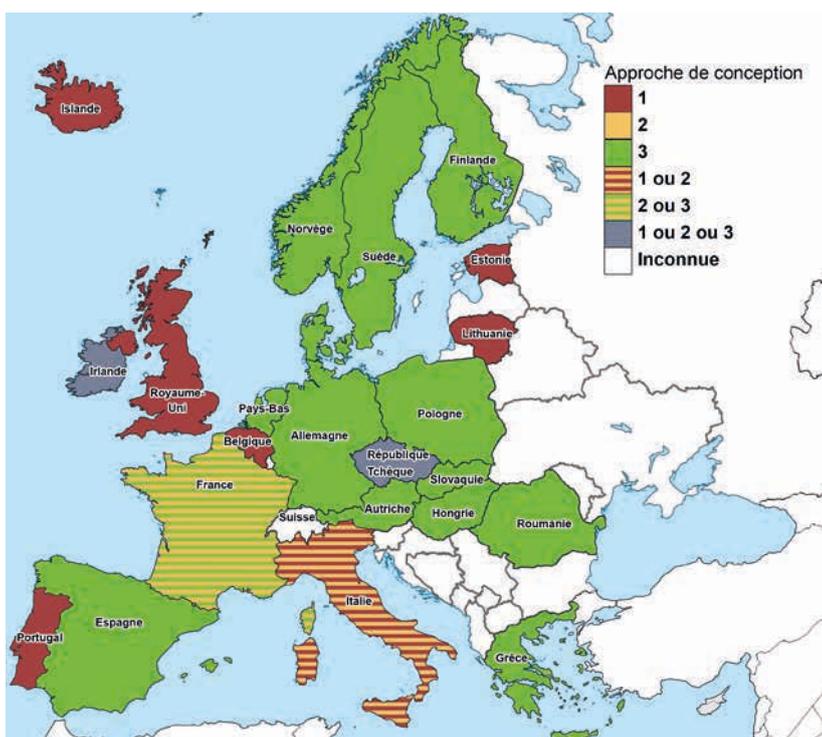


Figure 9.61 **Approches de conception utilisées par différents pays européens pour la justification des talus et des remblais**
(source : Bond, 2013)

Tableau 9.20 **Coefficients partiels de justification de stabilité de talus**
(d'après Bond et Harris, 2008)

Coefficient partiel individuel ou "combiné"	Approche de conception			
	1		2	3
	Combinaison 1	Combinaison 2		
γ_G	1,35	1,0	1,35	1,0*
$\gamma_{G, fav}$	1,0	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	1,3	1,5	1,3*
$\gamma_\varphi = \gamma_c$	1,0	1,25	1,0	1,25
γ_{cu}	1,0	1,4	1,0	1,4
γ_{Re}	1,0	1,0	1,1	1,0
$\gamma_G \times \gamma_c \times \gamma_{Re}$	1,35	1,25	1,485	1,25
$\gamma_G \times \gamma_{cu} \times \gamma_{Re}$	1,35	1,4	1,485	1,4
$\gamma_G \times \gamma_c \times \gamma_\varphi$	1,35	1,0	1,35	1,0
$\gamma_{G, fav} \times \gamma_c / \gamma_\varphi$	1,0	1,0	1,0	1,0
γ_Q / γ_G	1,11	1,3	1,11	1,3

notes

* = Coefficient pris du jeu de coefficients A2 pour les actions géotechniques.

Une action permanente (G) est « une action qui a de fortes chances de durer pendant toute une durée de référence donnée et dont la variation dans le temps est d'ampleur négligeable, ou dont la variation se fait toujours dans le même sens (monotone) jusqu'à ce que l'action atteigne une certaine valeur limite (Eurocode 0) »

Une action variable (Q) est « une action dont la variation en magnitude dans le temps n'est ni négligeable ni monotone »

Une action géotechnique est « une action transmise à la structure par le sol, les remblais ou les eaux souterraines ».

Ces coefficients partiels pourront être amendés dans des éditions à venir des Eurocodes.

Des coefficients partiels différents sont appliqués aux actions favorables ou défavorables.

Les encadrés 9.39 à 9.41 présentent les différentes approches de l'analyse de sécurité structurelle pour les digues en Allemagne, France et aux Pays-Bas.

Encadré 9.39

Application des normes Eurocode pour la conception des digues en Allemagne

Alors que la norme Allemande DIN 19700 (2004) pour les barrages utilise toujours la méthode des coefficients globaux de sécurité dans les équations d'état limite, la nouvelle norme DIN 19712 (2013) pour les travaux de protection contre les inondations, y compris digues, brise-lames et ouvrages transitoires normaux, ainsi que DWA-M 507-1 (2011) recommandent la mise en œuvre de l'Eurocode, y compris l'application de coefficients partiels de sécurité. Il est suggéré d'utiliser les deux méthodes pendant une certaine période transitoire pour comparer les résultats respectivement obtenus, et en particulier afin de déterminer les coefficients de sécurité appropriés fournissant, au minimum, le même niveau de sécurité que dans le passé.

En 1997, la norme DIN 19712 précédente avait déjà introduit un concept de vérification géotechnique comportant des exigences modulées en matière de sécurité (également appelé concept de sécurité partielle). Avec la mise en œuvre des normes européennes, en particulier de l'Eurocode 7 – dont la première partie est DIN EN 1997-1, et de celles concernant la nécessaire vérification de sécurité pour les travaux de terrassement et les fondations (plus spécifiquement DIN 1054 : 2010-2012), l'application du concept ci-dessus deviendra également obligatoire aux termes de la norme DIN 19712, dont la mise à jour a été publiée début 2013.

Concernant la vérification de stabilité, les états limites de capacité portante et de service doivent être considérés. Les deux devront être assurés avec un niveau de probabilité approprié. Dans le cas des digues, la sécurité offerte vis-à-vis de l'érosion interne des matériaux en cœur de digue et dans la fondation devra également être prise en compte. Les digues seront aussi classées en différentes catégories selon leur hauteur et les dommages potentiels, qui détermineront l'étendue des reconnaissances *in situ* requises.

Encadré 9.40

Recommandations françaises pour la sécurité structurelle des digues au format semi-probabiliste

L'information ci-après est basée sur les recommandations produites (CFBR 2015 et Royet & Peyras, 2011) par un groupe de travail représentant les compétences françaises en matière d'ingénierie et les organes nationaux du domaine des ouvrages hydrauliques.

Situations de projet

Ces situations sont classées selon les catégories suivantes, en accordant une attention particulière aux situations de crues :

- **situation normale d'exploitation** : niveau moyen de la rivière (hors crue) ;
- **situations transitoires ou rares** : fin de construction et travaux de confortement, niveau de rivière inhabituellement bas ;
- **situation rare de crue, situation rare de décrue rapide** : cela se réfère à l'objectif de protection fixé pour la digue, avec typiquement une période de retour de dix à cent ans ;
- **situations exceptionnelles de crue et de décrue rapide** : cela se réfère à des crues atteignant le niveau des plus hautes eaux, en laissant une revanche par rapport à la crête ;
- **situations extrêmes de crue et de décrue rapide** : cela se réfère à des crues telles que le niveau atteint pourrait causer des dommages significatifs à la digue, pouvant rapidement entraîner sa rupture ;
- **situation extrême sismique** : séisme extrême de sécurité (SES) ;
- **situations liées à la défaillance d'un composant** (rare ou extrême selon la probabilité d'occurrence).

Les périodes de retour pour les crues exceptionnelles et extrêmes seront précisées dans une future réglementation française, et différeront selon les classes de digues (A à C, selon la population dans la zone protégée).

La dernière catégorie de situations concerne les cas où la sécurité de la digue est impliquée dans la **défaillance d'éléments ou de composants**, telle que le dysfonctionnement d'un déversoir par blocage partiel ou total, ou encore la défaillance du dispositif de drainage, d'un conduit enterré ou de l'étanchéité, etc. De telles situations peuvent conduire à des niveaux d'eau potentiellement pires que dans les cas précédents. Définir les situations rares ou accidentelles impliquant des défaillances des éléments de sécurité dépend des résultats de l'analyse des risques, qui est obligatoire aux termes des réglementations françaises pour les digues des classes A, B et C. Les études d'analyse de risques sont exploitées pour évaluer les probabilités combinées de défaillance des éléments de sécurité et du niveau de la rivière. Elles permettent d'estimer la probabilité d'une occurrence en fonction d'un scénario mettant en cause la concomitance de la défaillance d'un composant et le niveau d'eau. Selon la situation considérée, cette dernière peut être jugée rare ou extrême.

Actuellement, les recommandations du CFBR applicables aux barrages en remblai et aux digues (FrCOLD 2015) ne fournissent que des recommandations pour les ELU suivants :

- stabilité d'ensemble – glissement ;
- défaut de capacité portante – poinçonnement ;
- soulèvement hydraulique.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Encadré 9.40 (suite)

Recommandations françaises pour la sécurité structurelle des digues au format semi-probabiliste

Le choix des coefficients partiels a été basé sur l'approche 3 de l'Eurocode 7, et amendé en fonction des pratiques de conception en adoptant des critères de différentiation dépendant des situations de projet. De tels coefficients partiels sont appliqués aux valeurs caractéristiques des propriétés de résistance des matériaux. L'état limite apparaît comme une inégalité comparant (cf. équation 9.9) le ratio des forces (ou leur moment) de résistance aux forces déstabilisantes (ou leur moment) au coefficient du modèle. L'expression mathématique de l'état limite dépend du modèle choisi. Elle prend en compte les valeurs caractéristiques des propriétés de résistance, pondérées par leur coefficient partiel, et les valeurs représentatives des actions correspondant à la situation analysée.

Royet et Peyras (2010) ont examiné l'application des Eurocodes (en particulier Eurocode 7) à la conception de barrages en remblai et de digues, et ont conclu que des coefficients de modèle (γ_d) complémentaires devraient être appliqués aux résultats des calculs de stabilité selon la méthode de Bishop. Par suite, le terme Λ_{GEO} , qui décrit le taux d'utilisation dans l'équation 9.4, devrait être remplacé par $1/\gamma_d$ pour donner l'équation 9.9.

$$\frac{1}{\gamma_d} \geq \frac{(\gamma_G \gamma_c \gamma_{Re}) \sum_i \{ (W_{k,i} + (\gamma_Q / \gamma_G) Q_{k,i}) \sin \alpha_i \}}{\sum_i \left\{ \frac{\left(c'_{k,i} b_i + \left(\frac{\gamma_G \gamma_c}{\gamma_\phi} \right) (W_{k,i} + Q_{k,i} - u_{k,i} b_i) \tan \phi_{k,i} \right) \sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \left[\frac{\tan \phi_{k,i}}{\gamma_\phi \gamma_d} \right]} \right\}} \quad (9.9)$$

Le coefficient de modèle γ_d a été étalonné selon les pratiques standard de calcul afin d'être aussi proche que possible du dimensionnement courant. Le choix final des coefficients de modèle proposés tenait compte de l'agrément nécessaire de la profession, comme dans chaque processus de normalisation. Le jeu de coefficients partiels et de modèle retenus par le CFBR pour la méthode semi-probabiliste est fourni au tableau 9.21.

Tableau 9.21 **Jeu des coefficients partiels et de modèle pour l'état limite de stabilité d'ensemble**

Situations de projet	Coefficient partiel appliqué à la cohésion (γ_c) et à la tangente de l'angle de frottement ($\gamma_{tan} \phi$)	Coefficient partiel appliqué au poids unitaire (γ_g)	Coefficient de modèle (γ_d)
Normale d'exploitation	1,25	1,0	1,2
Rare de crue	1,2	1,0	1,2
Transitoire ou rare	1,1	1,0	1,2
Situation exceptionnelle de crue (PHE)	1,0	1,0	1,1
Situations extrêmes de crue, sismique ou autres	1,0	1,0	1,1

Dans certains cas, les règles ci-dessus sont modifiées :

- il est parfois utile ou nécessaire de conduire une étude plus approfondie – par exemple en utilisant la méthode des éléments finis – en complément des études d'équilibre limite habituelles. Les critères de stabilité peuvent rester les mêmes que ceux des calculs d'équilibre limite. Les calculs peuvent être effectués sur la base des valeurs caractéristiques du critère de plasticité, avec les mêmes coefficients partiels appliqués aux propriétés du sol que ceux présentés au tableau 9.21 ;
- en ce qui concerne la situation en fin de construction, et outre les calculs de contraintes réelles, il est possible d'effectuer un calcul en contraintes totales ;
- des considérations spécifiques sont dédiées aux digues utilisant des matériaux argileux plastiques ;
- pour les digues existantes, il est possible, sous certaines conditions, de moduler les recommandations en tenant compte de l'historique des ouvrages et de leur comportement.

Encadré 9.41

Critères de sécurité pour l'instabilité de pente aux Pays-Bas

L'approche de sécurité pour l'instabilité de pente est une approche semi-probabiliste basée sur des coefficients partiels de sécurité pour les paramètres de résistance du sol et des valeurs déterministes pour les actions. Pour la conception de digues sur le littoral ou en amont des rivières, une approche par section est appliquée en utilisant pour chacune un coefficient de conséquence en cas de défaillance, propre au niveau de sécurité requis pour la zone protégée. En ce qui concerne les digues de rivières proches de la mer, où les charges sont une combinaison du niveau de la mer et du débit de la rivière, on utilise une approche par zone protégée qui tient compte de sa longueur de digue de fermeture. La probabilité d'instabilité de pente pour toutes les sections de celle-ci est 10 % du niveau de sécurité requis pour la zone.

La méthode de Bishop est utilisée pour les calculs de stabilité, mais d'autres méthodes plus avancées peuvent aussi être employées, basées sur des versions probabilistes ou sur la méthode d'éléments finis. Le niveau des eaux envisagé est considéré comme une valeur déterministe, avec un complément de 0,3 mètre pour les digues de rivières, et de 0,1 mètre pour les digues de lacs et à la mer.

Encadré 9.41 (suite)

Critères de sécurité pour l'instabilité de pente aux Pays-Bas

Les coefficients partiels de sécurité (ENW, 2007 et Deltares, 2011) sont liés aux incertitudes résultant de la schématisation du sous-sol (γ_b), du modèle de calcul (γ_d), des conséquences de la rupture (γ_n), et de la résistance du sol (γ_m). La valeur par défaut du coefficient de schématisation est $\gamma_b = 1,3$. Il est possible de la réduire à 1,2 ou 1,1 par le biais d'une approche graduée, prenant en compte la valeur ajoutée d'une reconnaissance plus approfondie du sol. Le coefficient de modèle dépend de la méthode de calcul choisie : Bishop : $\gamma_d = 1,0$, méthode des éléments finis : $\gamma_d = 1,0$. Le coefficient de conséquence dans l'approche par section de digue est fondée sur une probabilité locale de micro-instabilité ($P_{f,loc,req}$) de 0,26 % du niveau de sécurité requis. Cette valeur est exprimée sous la forme d'un indice de fiabilité requis (β_{req}) et par rapport à un coefficient de conséquence (γ_n) suivant la formule $\gamma_n = 1 + \{0,13 \times (\beta_{req} - 4,0)\}$. Les coefficients de conséquence pour un glissement côté terre dans la zone 1, coïncidant avec un niveau d'eau extrême, sont présentés au tableau 9.22.

Tableau 9.22 Coefficients de stabilité requis pour des talus côté terre en zone 1 (approche par section de digue de catégorie A)

Niveau de sécurité requis (1/an)	$P_{f,loc,req}$ (1/an)	β_{req} (1/an)	γ_n (1/an)
1/250 (4,0E-3)	5,20E-6	4,41	1,05
1/1250 (8,0E-4)	2,08E-6	4,60	1,08
1/2000 (5,0E-4)	1,30E-6	4,70	1,09
1/4000 (2,5E-4)	6,50E-7	4,84	1,11
1/10000 (1,0E-4)	2,60E-7	5,02	1,13

La position de la surface de glissement dans la vue en coupe d'une digue conduit à des critères plus ou moins sévères. Le principe en est présenté à la figure 9.62.

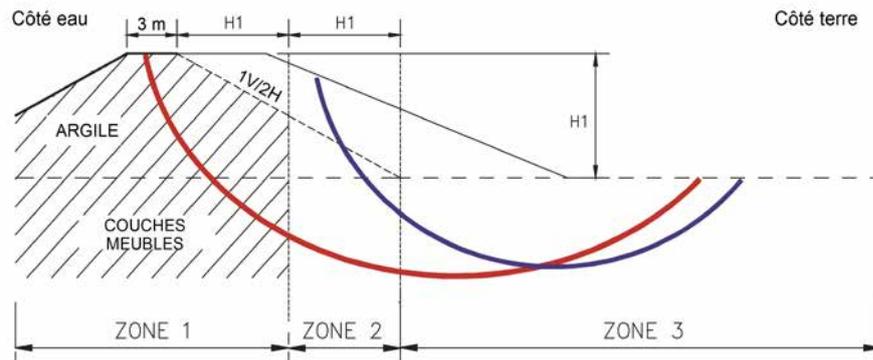


Figure 9.62 Principe de zonage d'une digue (source : Harry Schelfhout, Deltares)

Si l'instabilité de pente ne coïncide pas avec un niveau d'eau extrêmement élevé, la probabilité d'instabilité de pente ($P_{f,loc,req}$) requise localement est de 2,6 % du niveau de sécurité requis. Les coefficients de sécurité au glissement côté terre (en zone 2, et ne coïncidant pas avec le niveau d'eau extrême, mais par exemple en cas de précipitations exceptionnelles) sont présentés au tableau 9.23.

Tableau 9.23 Coefficients de sécurité des talus côté terre en zone 1 (ne coïncidant pas avec un niveau d'eau extrêmement élevé), zone 2 (coïncidant avec un niveau élevé), et talus côté eau (approche par section de digue de catégorie A)

Norme de sécurité (1/an)	$P_{f,loc,req}$ (1/an)	β_{req} (1/an)	γ_n (1/an)
1/250 (4,0E-3)	5,20E-5	3,88	0,98
1/1250 (8,0E-4)	2,08E-5	4,10	1,01
1/2000 (5,0E-4)	1,30E-5	4,21	1,03
1/4000 (2,5E-4)	6,50E-6	4,36	1,05
1/10000 (1,0E-4)	2,60E-6	4,56	1,07

Encadré 9.41 (suite)

Critères de sécurité pour l'instabilité de pente aux Pays-Bas

Le coefficient de sécurité au glissement de talus pour l'approche par zone protégée est basé sur une probabilité locale requise d'instabilité de pente de 10 % (ξ) de la sécurité requise pour l'ensemble des digues fermant la zone. Afin de déterminer l'effet de la longueur totale de digue de fermeture (L), la longueur de glissement (l), et la corrélation (ξ) avec les paramètres de résistance du sol sont également prises en compte. Sous forme de formules :

$$P_{f,loc,req} = (\xi \times \text{niveau de sécurité requis}) / [(1 + (\alpha \times L/l)) \times P_{f,inst}] \tag{9.10}$$

$$\beta_{req} = -\phi^{-1}(P_{f,loc,req}) \tag{9.11}$$

dans lesquelles « niveau de sécurité requis » représente la fréquence de dépassement du niveau haut de l'eau pour la zone protégée [1/an], β_{req} est l'indice de fiabilité requis pour une section de digue, et ϕ^{-1} = la fonction inverse de la probabilité de Gauss dans laquelle « niveau de sécurité requis » représente la fréquence de dépassement du niveau extrême de l'eau pour la zone protégée [1/an].

Si l'on considère la possible instabilité du talus côté intérieur, la probabilité de brèche, $P_{f,inst}$ reflète le fait que l'instabilité du talus ne conduit pas nécessairement à une brèche dans la digue. Il existe donc une différence entre les deux situations suivantes d'instabilité de talus : (a) l'instabilité est une conséquence directe d'un niveau d'eau élevé, et (b) elle résulte, par exemple, de précipitations exceptionnelles. La situation (a) est plus dangereuse que (b). Pour cette raison, les formules appliquées sont $P_{f,inst} = 1$ dans le cas (a), et $P_{f,inst} = 0,1$ dans le cas (b). En outre, des zones spécifiques sont considérées pour vérifier la stabilité de la digue. En zone critique 1, on prend $P_{f,inst} = 1$, et en zone moins critique 2, on prend $P_{f,inst} = 0,1$.

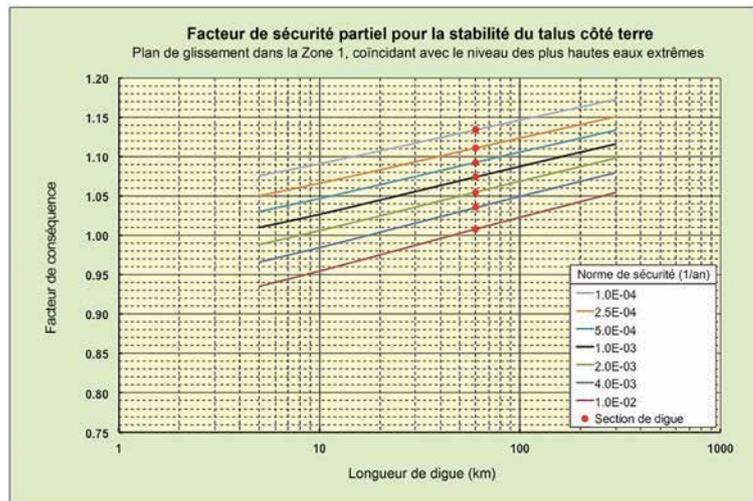


Figure 9.63 Coefficients de stabilité requis pour la zone 1 et $P_{f,inst} = 1$ (approche pour une digue de ceinture) (source : Harry Schelfhout, Deltares)

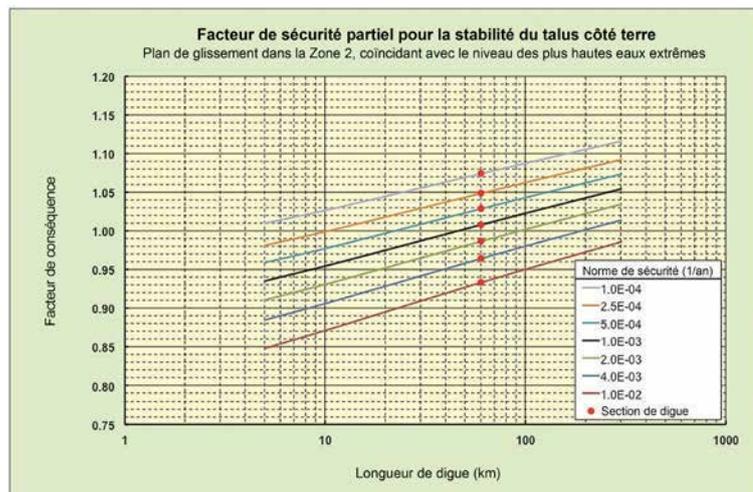


Figure 9.64 Coefficients de stabilité requis pour la zone 2 et $P_{f,inst} = 0,1$ (approche pour une digue de ceinture) (source : Harry Schelfhout, Deltares)

La précédente discussion sur l'application des coefficients partiels définis par l'Eurocode 7 n'a pris en compte que la situation standard (catégorie géotechnique 2). En vérité, certaines digues, et de nombreux barrages de grandes dimensions, sont considérés comme des ouvrages de catégorie géotechnique 3 parce qu'ils pourraient se révéler importants ou inhabituels, ou que le risque de rupture serait considérable. Pour cette catégorie d'ouvrages, il convient de voir si des coefficients partiels supplémentaires devraient être utilisés pour fournir une meilleure marge de sécurité afin de contrebalancer l'importance du risque. Il convient de noter que les coefficients globaux de sécurité proposés par DWR (2012), et résumés au tableau 9.18, proposent une gamme de coefficients globaux précisément pour la même raison.

9.10.4 Analyses probabilistes de stabilité

La stabilité d'une digue a traditionnellement été vérifiée en utilisant les méthodes déterministes d'analyse géotechnique évoquées ci-dessus (avec l'aide de paramètres géotechniques soigneusement définis en relation avec des mécanismes de rupture préétablis). Dans le cadre d'études de ce genre, le risque de rupture est vérifié en utilisant une sélection de paramètres traditionnels et des coefficients de sécurité appropriés (ou des coefficients partiels pour les Eurocodes). Généralement, plus le coefficient de sécurité (ou le coefficient partiel) est élevé, plus la probabilité de rupture est faible. Alors que l'approche déterministe est habituellement une méthode solide et fréquemment utilisée dans le cadre de la conception, elle peut mener à des conceptions sécuritaires (parce que chaque paramètre est traité individuellement sur une base sécuritaire). L'approche est également moins utile pour quantifier le risque de rupture d'une digue existante dans différentes circonstances d'inondation.

La mise en œuvre et l'application de techniques probabilistes d'analyse de risque semblent prometteuses lorsqu'il s'agit de traiter les incertitudes en matière hydrologique, hydraulique et géotechnique, parce qu'elles ont pour but de quantifier et explicitement incorporer les incertitudes liées à des ouvrages anciens et à leur environnement naturel. L'analyse de risque peut saisir et quantifier la magnitude du risque et de l'incertitude associée aux composantes économiques, de planification et d'ingénierie d'un projet de digue. Une telle approche peut donc se révéler très utile pour sélectionner le meilleur projet et ses composants les plus appropriés. Il peut être particulièrement bénéfique au stade initial de conception d'une digue de déterminer l'impact des différents facteurs sur le risque de rupture, compte tenu des différents mécanismes de défaillance.

L'impact du risque et de l'incertitude dans un projet de conception de digue et la viabilité économique de cette dernière signifient que des décisions réfléchies doivent être prises pour gérer le meilleur compromis risque/coût. Les analyses de risque peuvent être faites dans ce contexte afin de comparer les projets en matière de probabilité et de variabilité de leurs performances réelles, d'optimum économique et de risque résiduel.

Cependant, l'utilisation d'analyses probabilistes pour l'évaluation ou la conception d'une digue exige que l'on prenne en compte de nombreuses sources d'incertitude et de variabilité, et qu'on identifie une méthode probabiliste adéquate pour traiter chacune d'elles. Les principales catégories d'analyse à mener et les problématiques particulières associées sont les suivantes :

- déterminer la magnitude et la fréquence des actions telles que les crues, séismes et chocs accidentels – l'analyse des données récentes ou de synthèses historiques peut ici se révéler utile ;
- choisir des variables et leur distribution statistique – résistances des sols, compressibilités et perméabilités présentent de nombreux éléments d'incertitude, y compris la variabilité spatiale du sol, la qualité et la méthodologie des échantillonnages, l'obtention de suffisamment de résultats d'essais pour que le résultat soit statistiquement fiable. En outre, l'évaluation des charges extrêmes auxquelles la digue pourrait être soumise nécessite une analyse des valeurs extrêmes (cf. chapitre 7) ;
- sélectionner de manière appropriée des modèles analytiques (par exemple, stabilité de pente, analyses des écoulements) utilisés pour représenter les mécanismes de rupture ou modes de fonctionnement, sans oublier que les modèles ne sont que des simplifications mathématiques de problèmes plus complexes ;
 - pour certains modes de performance impliquant des modèles et paramètres clairement définis tels que la stabilité de pente, les écoulements, le tassement, la probabilité de performance satisfaisante ou insatisfaisante peut être calculée en utilisant diverses approches telles que les méthodes de Monte-Carlo et de premier-ordre du second moment (FOSM) telles que les séries de Taylor. Toutes deux produisent un indice de fiabilité, b , ou une probabilité de performance insatisfaisante $Pr(U)$;

- pour d'autres modes de fonctionnement sans modèles d'états limites précis, les estimations de performances probables peuvent nécessiter de se reposer sur l'expérience. L'incertitude en matière de performance peut résulter d'éléments inconnus, imprévus (ou imprévisibles) tels que des fissures, terriers ou autres défauts, ou un rideau d'étanchéité inadapté. De tels facteurs doivent être pris en compte en considérant l'expérience et le jugement de spécialistes plutôt qu'en tentant d'estimer l'incertitude de paramètres ou d'ajuster des lois de distribution à des données historiques. La magnitude et l'étendue des changements physiques des actions et de l'état de l'ouvrage (détérioration) au cours de la durée de vie du modèle (par exemple affouillement autour des fondations, colmatage des filtres de puits de drainage, ou l'apparition de fenêtres d'écoulement dans des rideaux d'étanchéité). De tels changements peuvent nécessiter d'être identifiés sur la base de l'expérience, ou à partir de modèles s'il en existe.

Afin de pouvoir procéder à des analyses probabilistes correctes concernant l'évaluation ou la conception d'une digue, ces incertitudes doivent être comprises et gérées de manière adéquate. Il en va de même pour les interdépendances de ces incertitudes, variables et paramètres.

En fonction de l'argumentation ci-dessus, il est nécessaire d'accepter que la mise en œuvre de techniques probabilistes requière des connaissances et un niveau de jugement élevés. C'est pourquoi il est recommandé que dans l'éventualité où la technique soit utilisée pour la conception, elle doit être soumise à un étalonnage méticuleux par rapport aux performances vérifiées d'ouvrages similaires.

9.11 TRANSITIONS

La plupart des ruptures de digues au cours d'inondations qui ne résultent pas de débordements ou de franchissements, sont causées d'une manière ou d'une autre par l'érosion interne. Tourment *et al.* (2012) suggèrent que plus de la moitié de ces érosions internes sont liées à des transitions le long de la digue, de quelque nature qu'elles soient. Cette information montre que les transitions constituent communément le « maillon faible » d'une digue, et souligne l'importance d'une conception prudente et détaillée de toute transition.

La section 3.5.2.2 souligne la contribution de transitions aux ruptures de digues. Une rupture est généralement provoquée par une série de mécanismes physiques (souvent interdépendants) entraînant dégradations ou dommages à un ou plusieurs composants. En fin de compte, la digue elle-même peut céder, par brèche ou en laissant un passage incontrôlé d'eau dans la zone protégée. Bien que les ruptures soient fréquemment identifiées en fonction des mécanismes qui les ont provoquées (débordement, érosion externe, glissement par exemple), elles peuvent avoir pour origine un nombre important de facteurs initiateurs liés aux transitions.

Ces transitions peuvent sommairement être classées selon les sous-groupes suivants :

1. Changement de type de digue ou de conception structurelle :
 - i. contact entre un ouvrage qui est essentiellement une digue en terre et un mur anti-crue (en plan ou en coupe) ;
 - ii. contact entre différents tronçons de digue ;
 - iii. contact entre la digue et ses structures telles que murs de crête, dispositifs de drainage interne, déversoirs et vannes ;
 - iv. interfaces entre différents types de protection externe contre l'érosion ;
 - v. contact entre différents types de fondations (naturelles ou artificielles) ;
 - vi. contact entre la digue et un terrain naturel surélevé.
2. Ouvrages ou enrochements partiellement enterrés, mais visibles :
 - i. batardeaux ;
 - ii. maisons ;
 - iii. escaliers ;
 - iv. culées de ponts ;
 - v. regards (probablement connectés à une structure ou réseau enterrés).

3. Ouvrages enterrés :
 - i. conduite (métal, plastique, béton, maçonnerie, etc.) ;
 - ii. câbles.
4. Ouvrages extérieurs :
 - i. routes ou voies ferrées ;
 - ii. fossés de drainage ;
 - iii. murs d'enceinte.

Des exemples de types de transitions traditionnels, et la description de leur contribution potentielle à une rupture, sont présentés à la section 3.4.3.

9.11.1 Principes de conception de transitions

Étant donné les problèmes d'érosion externe et interne impliquant des transitions, et qui ont historiquement conduit à des ruptures de digues, un grand soin doit être porté aux détails de conception des transitions. D'une manière générale :

- les détails doivent être présentés en trois dimensions (et pas seulement en plan et en coupe) ;
- il convient de tenir compte de la valeur et des caractéristiques des charges hydrauliques et actions externes ;
- les mécanismes de rupture potentielle doivent être pris en compte, et une attention particulière portée à certains aspects tels que sous-pressions, érosion interne et séparation hydraulique ;
- les mécanismes d'érosion doivent être identifiés, et leur possible impact sur la conception pris en compte dans la conception initiale ;
- il convient de choisir des solutions adaptées et robustes.

Il convient de considérer un éventail de scénarios de chargements prévisibles. Ceux-ci peuvent inclure les conditions de fonctionnement normal, les crues et les événements extrêmes envisagés, qui sont plus contraignants que ceux pris en compte dans la conception, mais qui ne devraient pas provoquer la défaillance de la digue.

Lorsqu'il s'avère impossible de concevoir une transition présentant un niveau de confiance suffisant, il faut choisir entre deux approches :

- une solution éprouvée comportant au moins deux moyens de contrôle ;
- (dans les cas de risque faible) une approche par l'observation, comprenant une évaluation minutieuse après chaque situation d'inondation.

Les paramètres hydrauliques suivants sont importants pour déterminer la possibilité et l'intensité de l'érosion à prendre en compte dans la conception :

- la vitesse et la direction de l'écoulement de l'eau (par rapport à l'orientation de la transition), et incluant le transport possible de sédiments ;
- le niveau de l'eau et son changement dynamique, y compris les caractéristiques de la houle ;
- la charge hydraulique résultante le long et à travers la zone de transition, ainsi que les sous-pressions potentielles en résultant.

L'énergie hydraulique (vitesse de l'eau et vagues) dans la rivière ou sur le littoral, particulièrement contre le parement ou le pied de digue, devrait être prise en compte lorsque l'érosion de surface peut être un mécanisme de rupture. Associée aux caractéristiques de vitesse et de vagues, une turbulence locale est souvent à l'origine de l'érosion, et ceci se produit fréquemment à l'interface de deux revêtements différents de la digue côté eau.

Le **gradient hydraulique** et/ou la charge hydraulique doivent être pris en compte quand il existe des infiltrations ou flux à travers la digue. Ceci est fortement lié au risque de diverses formes d'érosion interne.

La **sous-pression** (ou pression interstitielle) est impliquée dans tous les mécanismes de stabilité globale. Tout soulèvement potentiel doit être identifié sur la base d'une évaluation géologique et géotechnique de la digue et des sols sous celle-ci. Ces calculs doivent être effectués au travers d'analyses des écoulements dans des conditions transitoires ou normales, selon la durée de la charge hydraulique.

Il peut se révéler nécessaire de considérer, au stade de la conception, plusieurs combinaisons possibles des processus ci-dessus en conjonction avec différents types de structures de transition et de charge hydraulique.

Les plans concernant les transitions doivent aussi tenir compte de la détérioration potentielle dans le temps qui pourrait affecter les exigences de service décrites au chapitre 9.12. Ceci est illustré par l'exemple de tassement différentiel présenté à l'encadré 9.42, dans lequel est suggérée une approche de gestion de risque.

Encadré 9.42

Approche de gestion de risque pour la réduction de tassement différentiel au niveau des transitions

Un tassement différentiel entre une structure rigide et une digue peut créer des interstices, vides ou zones de matériau ramolli qui entraîneront alors une résistance moindre à une érosion hydraulique ou interne. Un tel tassement différentiel et ses effets peuvent être envisageables et prévisibles, mais difficiles à éviter. En raison des incertitudes, une approche de gestion de risque pourrait être adoptée, en choisissant, vis-à-vis de ce tassement et par ordre de préférence, de :

- **l'éviter** – déplacer la digue vers une zone non susceptible de présenter un tassement différentiel ;
- **le réduire** – inclure des mesures (structurelles), dont le but est d'étendre le tassement différentiel sur une zone plus étendue afin de réduire la probabilité de zones de concentration des dommages ;
- **le transférer** – transférer le risque à une autre zone en meilleure situation de gérer le risque ;
- **l'accepter** – reconnaître que des problèmes dus au tassement différentiel surgiront, et anticiper la nécessité d'entamer régulièrement des travaux de réparation à des endroits identifiés.

9.11.2 Érosion externe au niveau des transitions

Les transitions dans les dispositifs de protection contre les inondations entre une digue en remblai et un mur rigide (ou autre ouvrage) sont vulnérables aux processus d'érosion externe, engendrés par des vitesses accrues de débordement localisé, des géométries irrégulières et les effets d'écoulements fortement turbulents par endroits (cf. figure 9.65). Les processus typiques d'érosion externe au niveau des transitions incluent :

- l'érosion de surface et le ravinement résultant de l'écoulement des eaux concentré sur l'interface entre la structure et la digue ;
- l'érosion de surface au niveau de la transition causée par la turbulence de l'écoulement générée par la géométrie de l'ouvrage ou les variations de rugosité ;
- l'abrasion peut commencer près de la base du mur de transition, mais l'érosion peut rapidement progresser plus loin du mur.

En l'absence de méthodes analytiques simples pour estimer l'accroissement des vitesses d'écoulement se produisant aux transitions, les recommandations pour dimensionner les renforcements à ces endroits se limitent à l'expérience et aux observations sur site. Cependant, les résultats de la théorie 2-D des jets non visqueux suggèrent que la vitesse d'écoulement en bordure extérieure du jet est environ 1,7 fois celle de l'écoulement en son centre. En conséquence, il est facile de constater que la zone immédiatement adjacente à un mur de crête vertical supporte les vitesses les plus intenses, et que le dimensionnement des dispositifs de protection doit être supérieur, peut-être d'un ordre de grandeur. L'addition de vagues qui déferlent accroît la complexité de l'écoulement, et il n'existe pas de procédures simples pour traiter ce problème.

En raison de ces difficultés, il sera probablement nécessaire d'utiliser des modèles physiques ou des simulations numériques sophistiquées pour déterminer les vitesses d'écoulement acceptables et la stabilité de la protection.

Encadré 9.43

Conception du renforcement des transitions pour le Système de Protection contre les ouragans de la Grande Nouvelle-Orléans après l'ouragan Katrina



La pratique standard, basée sur le retour d'expérience de l'ouragan Katrina, consiste à utiliser un revêtement en béton pour toutes les transitions. La protection des pentes doit couvrir l'ensemble de toute la hauteur du remblai lorsque le mur a la même hauteur que celui-ci, et le revêtement béton doit s'étendre sur 30 pieds (9 mètres) depuis l'extrémité du mur rigide. Un renforcement approprié doit concerner toute la longueur du mur où des débordements peuvent se produire.

Figure 9.65 **Affouillement de la digue de la Nouvelle-Orléans à la transition avec un mur anti-inondation**
(source : USACE)

9.11.3 Érosion interne au niveau des transitions

L'effet, sur la performance des digues, des processus d'érosion interne au niveau des transitions est moins bien maîtrisé que celui de l'érosion externe, essentiellement parce que le problème est couramment masqué jusqu'à ce qu'il atteigne un tel niveau qu'il entraîne la rupture soudaine, partielle ou totale, de la digue. Les dommages alors occasionnés par la rupture peuvent facilement dissimuler l'étendue de l'érosion interne qui s'est produite jusqu'à la rupture. Certains indicateurs d'érosion interne tels que le débit des écoulements, peuvent apparaître avant la rupture brutale, mais ce n'est pas toujours le cas.

Les zones de transition entre matériaux de remblai et structures rigides telles que des murs en béton, des dalots ou des conduites doivent être identifiées avec précision, parce que l'interface deviendra le centre de focalisation du tassement différentiel et des infiltrations qui peuvent conduire au développement de l'érosion interne. Afin de prévenir celle-ci le long d'une zone de transition, quatre méthodologies complémentaires peuvent être suggérées, à utiliser individuellement ou conjointement, selon les dimensions de la digue, la nature des matériaux de remblai, le sol naturel sous la digue, ainsi que l'importance de la charge hydraulique.

Ces mesures de contrôle sont :

1. **Allonger le cheminement des écoulements afin de réduire le gradient hydraulique** : les éléments de construction suivants peuvent être utilisés :
 - i. des colliers ou brides en béton peuvent être fixés autour des canalisations ;
 - ii. des poutres ou séparations en béton peuvent être construits sous les fondations afin de diriger les écoulements plus profondément dans le sol ;
 - iii. des murs de séparation transverses peuvent être introduits sous la digue.

La section 8.5.1 propose des méthodes qui peuvent permettre de déterminer la longueur minimum du canal de drainage en fonction de la différence de charge et de la nature des sols concernés.

Noter qu'en cas d'utilisation de colliers ou de brides, le compactage de la digue dans la zone où ils sont localisés est essentiel. Une approche appropriée consiste à :

- i. poser la canalisation et compacter le matériau de la digue autour ;
- ii. créer une petite excavation pour le collier, et le mettre en place ;
- iii. icomble l'excavation avec du béton.

2. **Réduire le gradient hydraulique afin de diminuer le risque de suffusion, de liquéfaction et de sand-boils** : outre l'allongement des cheminements d'écoulement, le gradient hydraulique peut être contrôlé par la sélection et l'utilisation judicieuse de matériaux imperméables dans des zones appropriées.
3. **Améliorer le contact entre le matériau de remplissage et la structure, en accroissant la rugosité de la surface de cette structure** : la qualité de contact entre le remblai et le béton peut être améliorée en :
 - i. rendant la surface de béton plus rugueuse ;
 - ii. injectant du béton dans les excavations adjacentes à la structure « en dur » ;
 - iii. habillant le béton d'une couche de peinture bitumeuse, par exemple, avant de compacter le sol adjacent à la structure rigide.
4. **Installer des filtres et des drains dans ou sous le parement de la digue côté terre** : si les écoulements ne peuvent pas être limités jusqu'à devenir minimaux, le flux d'eau doit alors être contrôlé au travers de dispositifs de filtration conçus de manière appropriée pour prévenir la suffusion, maintenir les cotes piézométriques à des niveaux acceptables, collecter et évacuer toute eau passant à travers la digue.

Des exemples de transitions entre des digues en terre et des structures rigides traitées correctement sont fournis aux encadrés 9.44 et 9.45.

Encadré 9.44	
Exemple de transition entre une digue en terre et un mur anti-crue	
<p>Un exemple de transition contrôlée entre un mur anti-crue en béton et une digue est fourni à Comps, en Languedoc-Roussillon, à proximité du confluent du Gard et du Rhône. Une digue devait être construite pour venir en butée contre un mur de retour perpendiculaire au mur anti crue principal. L'inquiétude était que, pendant une période d'inondation, l'eau pourrait s'infiltrer le long de l'interface entre la digue et le mur. Les travaux ci-dessous ont donc été réalisés.</p>	
	<p>Étape 1</p> <p>La surface en béton a été rendue plus rugueuse en utilisant un marteau-piqueur afin d'améliorer le contact entre terre et béton (cf. figure 9.66) ; les fondations du mur avaient reçu le même traitement avant l'addition et le compactage du matériau de remplissage..</p>
<p>Figure 9.66 Préparation de la transition du mur anti crue à Comps (source : Thibaut Mallet)</p>	

Encadré 9.44 (suite)

Exemple de transition entre une digue en terre et un mur anti-crue

Figure 9.67 **Compactage du matériau de remplissage dans la zone de transition contre le mur anti-crue**
(source : Thibaut Mallet)

Étape 2

Le matériau de remplissage de la digue a été déposé et compacté contre le mur anticrue (cf. figure 9.67).

Cf. section 10.5 pour les détails de construction et le matériel.



Figure 9.68 **Excavation d'une tranchée perpendiculaire aux percolations**
(source : Thibaut Mallet)

Étape 3

Une large tranchée a été creusée, perpendiculairement aux écoulements potentiels entre la digue et le mur de retour, jusqu'à atteindre la surface rendue rugueuse du mur et de ses fondations (cf. figure 9.68).



Figure 9.69 **Bouchon de béton installé pour allonger le cheminement des écoulements potentiels**
(source : Thibaut Mallet)

Étape 4

Du béton a été coulé dans la tranchée pour créer une bonne connexion entre le matériau de remplissage et le béton, ce qui rallonge le cheminement des écoulements (cf. figure 9.69).

Encadré 9.45

Exemple de transition entre une digue en terre et une vanne

Ici, la transition entre les deux structures a été traitée en allongeant le cheminement des infiltrations et en recouvrant le mur de peinture bitumeuse pour améliorer le contact entre la terre et le béton. Le cheminement a été allongé en :

- introduisant des poutres en béton sous les fondations et en injectant du béton directement dans une tranchée (cf. figures 9.70 et 9.71) ;
- utilisant des murs latéraux inclinés et de la peinture bitumeuse afin d'améliorer l'adhérence du remblai avec la structure béton (cf. figures 9.72 et 9.73).

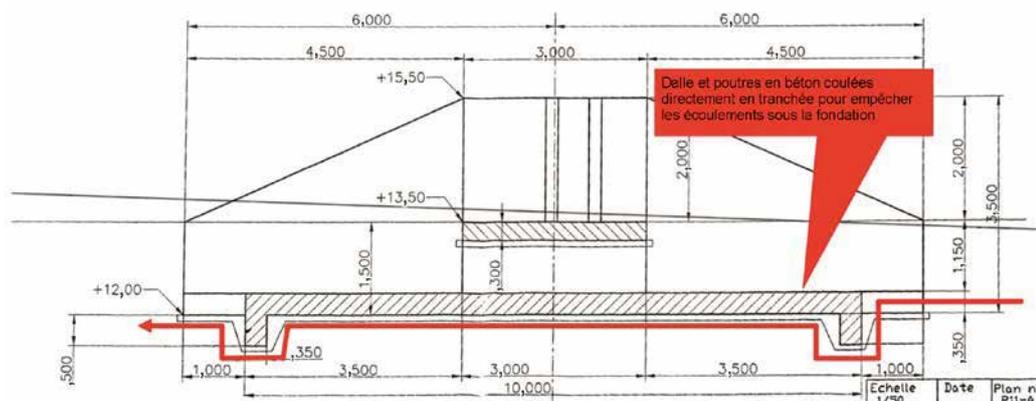


Figure 9.70 **Utilisation de poutres en béton comme paroi étanche pour réduire les écoulements**
(source : Thibaut Mallet)



Figure 9.71 **Dalle et poutres en béton coulées directement dans les excavations, digue d'Aramon, sud de la France**
(source : Thibaut Mallet)

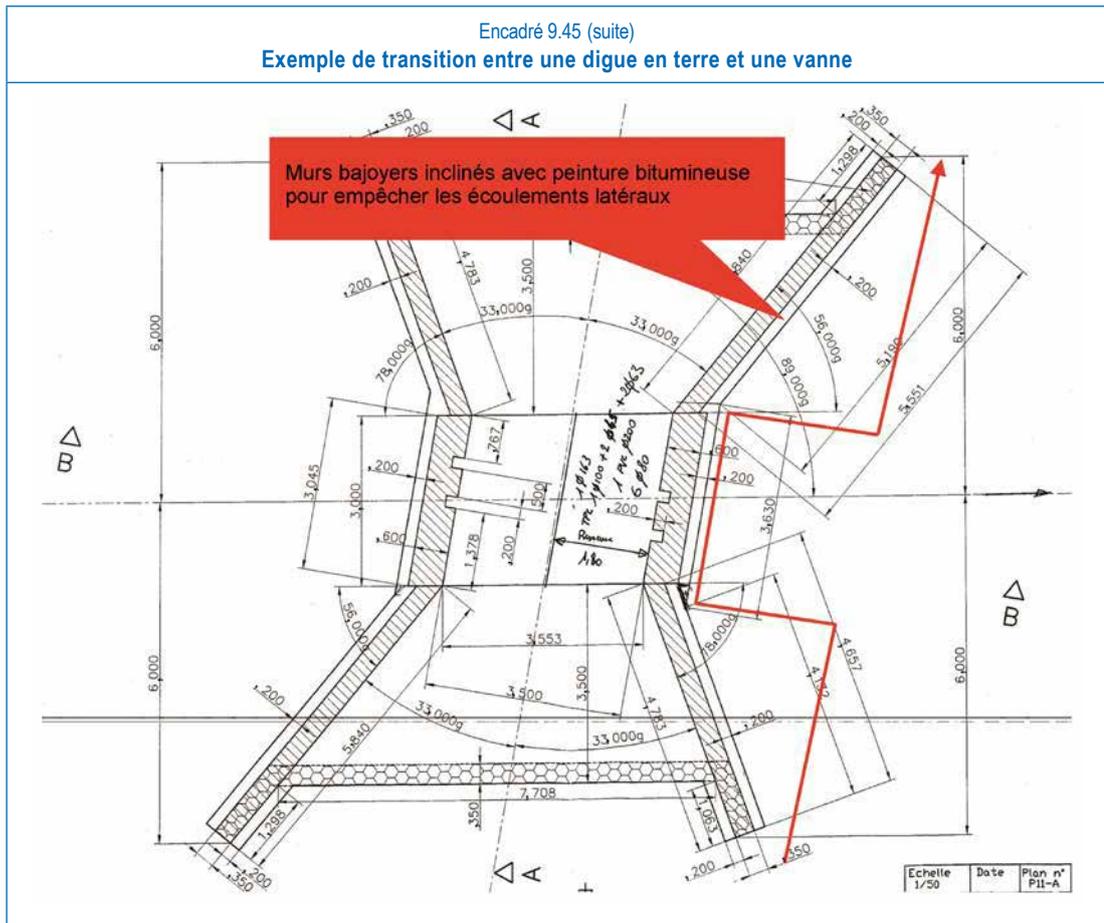


Figure 9.72 Vue en plan montrant les détails de la vanne de fermeture, digue d'Aramon, sud de la France (source : Thibaut Mallet)



Figure 9.73 Vannes de fermeture terminées, digue d'Aramon, sud de la France (source : Thibaut Mallet)

9.12 CONCEPTION EN VUE DE FACILITER LA MAINTENANCE

Il y a un certain nombre d'exigences majeures requises au niveau de la conception pour faciliter la maintenance et assurer la bonne performance d'une digue. Celles-ci incluent certains aspects déjà mentionnés, y compris le contrôle des infiltrations (cf. section 9.7). Cette section met l'accent sur trois aspects particulièrement importants de la conception destinés à faciliter la maintenance que sont :

- le tassement et l'orniérage, qui peuvent diminuer le niveau de crête de la digue ;
- les fissures de dessiccation, qui peuvent accroître la perméabilité du sol, autoriser la pénétration d'eau et créer des charges internes ;
- le contrôle des terriers, qui peuvent augmenter les infiltrations et générer de l'érosion interne.

Pour discuter de ces problématiques du point de vue du fonctionnement et de la maintenance, cf. chapitre 4.

9.12.1 Conception pour gérer le tassement et l'orniérage

Construire ou surélever une digue impose des charges externes à la surface du sol sur lequel elle repose, ce qui génère une augmentation des contraintes au niveau des fondations et accroît les contraintes de cisaillement, le sol de fondation se déformant à la fois verticalement et latéralement. Ces déformations peuvent se produire rapidement ou lentement, sur une durée qui dépendra des caractéristiques de perméabilité et de drainage des sols de fondation. Le mouvement s'effectue sous la forme d'un tassement, de déplacements horizontaux et d'une déformation de la digue, et quand le sol de fondation comprend des argiles souples et/ou des tourbes, l'amplitude du tassement peut être significative. Des tassements supérieurs à un mètre ne sont pas rares pour les digues de grandes dimensions construites sur des plaines inondables alluviales, estuariennes ou deltaïques.

Les causes de tassement des digues incluent :

- la déformation plastique en cours de la construction ;
- la consolidation post-construction de couches de sols tendres et compressibles au niveau des fondations de la digue (cf. figures 9.74 et 9.75), qui peut se produire sur des longues périodes de temps (en fonction de l'épaisseur et de la perméabilité des couches de consolidation et de leurs caractéristiques de drainage) ;
- l'instabilité de la digue, telle qu'un glissement circulaire affectant tout ou partie de la crête ;
- le tassement par effondrement ou fluage de matériaux de remplissage mal compactés causés par la submersion ou l'inondation de ces matériaux ou par des vibrations (trafic, équipement de construction, etc.) ;
- l'érosion interne des sols de fondation de la digue créant des vides qui s'effondrent au fil du temps ;
- les terriers qui s'effondrent également peu à peu ;
- l'érosion de surface résultant d'un écoulement laminaire, d'un débordement ou d'un franchissement ;
- l'érosion de surface ou orniérage causés par le passage d'hommes ou d'animaux, ou par le trafic de véhicules.

Le **tassement différentiel** est particulièrement important pour le comportement d'une digue (cf. figure 9.75). Localement, un tassement excessif entraînera un point bas à la crête de la digue, qui pourrait être l'endroit où un débordement commencera en cas d'inondation. De même, un point plus dur tel qu'une conduite peut créer une fissure de déformation, qui affaiblira la digue. Une bonne compréhension de la géologie locale est primordial pour pouvoir prédire la localisation et la nature de tout tassement différentiel.

La gestion ou le contrôle d'un tassement généralisé ou différentiel représentent une partie significative du processus de conception, puisqu'il s'agit de s'assurer que les digues remplissent correctement leur rôle de retenue de l'eau. Lors de la conception, les problèmes liés au tassement peuvent être traités soit par des mesures en anticipation, soit en prévoyant la mise en œuvre d'actions de réparation :

- **en anticipation**, une évaluation de tassement est faite dès lors qu'une nouvelle construction ou la surélévation d'une digue vont augmenter les contraintes totales au niveau des sols de fondation, ainsi que les contraintes effectives lorsque les sols de fondation doivent être consolidés.

Un tassement de ce genre peut être prédit en utilisant les techniques décrites à la section 8.7 et peut inclure la prédiction d'un tassement différentiel entre diverses conditions de fondation ou entre les structures rigides et les digues en terre. Ces évaluations doivent être étayées par des investigations de terrains adéquates ;

- **en réparation**, une évaluation de tassement doit être faite lorsque des tassements imprévus se sont produits, potentiellement consécutifs à de nouveaux travaux de construction, résultant d'érosion interne ou externe ou faisant suite à des effondrements. Dans ce cas, la cause des tassements doit être déterminée préalablement à la définition de toute solution de travaux de réparation (cf. chapitres 4 et 5).

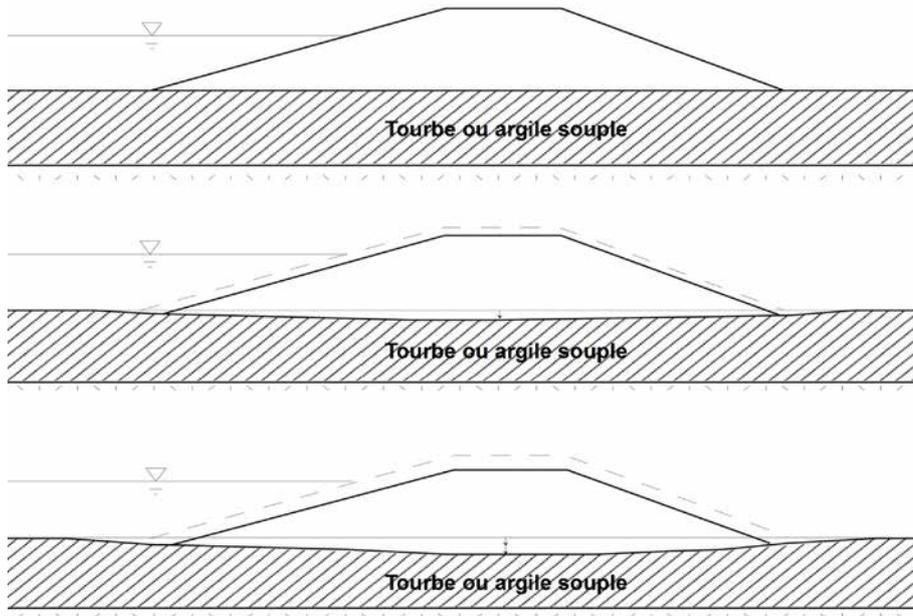


Figure 9.74 Tassement de digue sur des fondations compressibles

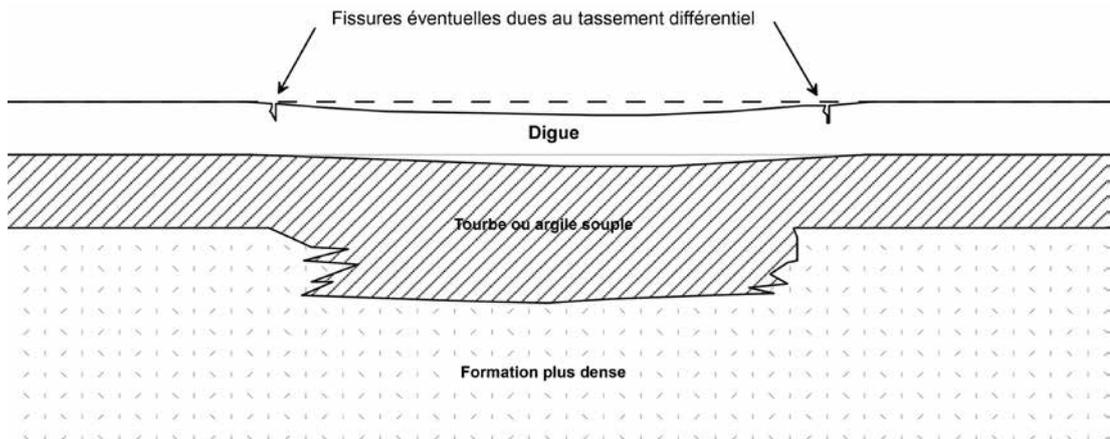


Figure 9.75 Profil typique d'une crête de digue présentant un tassement différentiel

9.12.1.1 Évaluation par anticipation des tassements

Déterminer l'amplitude et le taux de tassement exige une bonne compréhension des conditions du sol tout au long de la digue, des caractéristiques techniques des matériaux de remplissage utilisés (cf. chapitre 7), et de la méthode de construction (cf. section 9.13 et chapitre 10). Des indications sur les techniques appropriées de calculs de tassement sont fournies à la section 8.7, et les procédures de calcul aux États-Unis sont données à l'encadré 9.46. Les amplitudes et taux de tassements calculés doivent être considérés comme des estimations plutôt que comme des prévisions exactes.

L'ajustement du tassement différentiel est effectué en surdimensionnant la section de digue pour compenser le niveau de tassement. Dans ce cas, il conviendra de vérifier la stabilité face au risque de rupture d'ensemble en utilisant la hauteur maximale de la digue (et non celle postérieure au processus de tassement), parce que la hauteur additionnelle peut se révéler suffisante pour provoquer un glissement lié à l'absence de drainage de la digue pendant la construction (cf. section 9.9.1).

Le tassement par effondrement est lié à la perméabilité globale du remblai en argile. Si les vides d'air sont réduits à une valeur inférieure ou égale à 5 %, la perméabilité résultante est généralement faible (typiquement 10⁻⁹ m/s à 10⁻¹⁰ m/s), et la vulnérabilité à un effondrement par compression sérieusement réduite (Charles et Watt, 2001). Les méthodes à mettre en œuvre pour réaliser cette réduction en cours de construction sont discutées à la section 9.13.3).

Encadré 9.46

Procédures d'évaluation de tassement aux États-Unis

Aux États-Unis, la FEMA exige que des analyses techniques soient faites pour évaluer le potentiel et l'amplitude de pertes potentielles de revanche résultant d'un tassement de digue, et pour démontrer que les niveaux de crête respecteront les conditions minimales pendant la durée de service de la digue. Des procédures d'analyse détaillée, telles que celles préconisées par USACE (1990) sont généralement suivies. Les paramètres requis pour l'évaluation comprennent : les charges subies par la digue, la compressibilité des matériaux de la digue et de ses fondations, l'âge du système d'endiguement et les méthodes de compactage utilisées lors de la construction. Les lignes directrices de la FEMA ne fournissent pas d'indications sur les critères/normes de performance acceptables pour les facteurs de stabilité à prendre en compte. La hauteur finale de la digue doit tenir compte de tassements potentiels futurs (USACE, 1990).

9.12.1.2 Évaluation des tassements et définition d'une solution de réparation

Lorsqu'un tassement continu et inexplicé se produit, déterminer parmi les raisons possibles la ou les raisons réelles est primordial avant de définir des travaux de réparation. Ceci évitera la réalisation de travaux de réparation inutiles, sachant que lesdits travaux peuvent avoir pour effet de compliquer la situation (par exemple, si le tassement de la crête est provoqué par un glissement circulaire, l'ajout de matériau de remblai à ce niveau peut accélérer le mouvement). D'un autre côté, lorsque le problème a une origine bien identifiée, des réparations localisées peuvent être effectuées rapidement et efficacement.

L'orniérage de surface provoqué par le trafic de véhicules ou le passage d'animaux (cf. section 4.8) est un exemple de tassement dont la cause est plus évidente et qui peut être traité en :

- restaurer l'état initial ;
- utiliser des matériaux équivalents à ceux de la digue originale (de manière à ne pas accroître la perméabilité du matériau dans la crête de la digue) ;
- prendre soin de bien lier les matériaux de réparation à la structure existante (cf. section 9.13.3).

Si le problème persiste, la cause de l'orniérage doit être étudiée plus avant, et si des dispositions autres que celles originales sont requises, elles doivent être définies en veillant à bien saisir les caractéristiques requises pour les matériaux et les principes de conception des digues.

9.12.2 Maîtriser la dessiccation ou y remédier

Les digues peuvent être construites en utilisant des argiles faiblement perméables et sont sujettes à des changements de volume résultant de variations de taux d'humidité causées par le séchage et le mouillage périodique saisonnier ou par le développement de la végétation. Des fissures résultent parfois des étapes de séchage (dessiccation), processus qui peut jouer sur la performance d'une digue de par :

- l'accroissement de la perméabilité près de la surface de la digue, qui peut la rendre vulnérable aux infiltrations, en particulier pendant les périodes de transition entre les temps chauds et secs et ceux plus froids et humides ;
- les fissures causées par la dessiccation, qui peuvent favoriser la pénétration des pluies ou des eaux de crue, ce qui ramollit la crête et les talus de la digue ;
- les fissures remplies d'eau, qui créeront des charges internes pouvant affecter la stabilité de la digue (cf. section 9.9).

La dessiccation potentielle d'un sol peut être liée à son indice de plasticité (Frith *et al.*, 1997). Les argiles à très haute plasticité (avec un indice supérieur à 40 %) sont réputées avoir un important potentiel de retrait, alors que celles à faible plasticité (avec un indice de plasticité inférieur à 10 %) ont un faible potentiel de retrait.

Les fissures de dessiccation peuvent atteindre des profondeurs significatives. Au Royaume-Uni (cf. figure 9.76), elles peuvent atteindre jusqu'à un mètre (Dyer *et al.*, 2009), et dans des pays plus arides jusqu'à 3 mètres. Elles peuvent se développer horizontalement ou latéralement, créant à la surface de la digue des motifs de type « peau de crocodile » (cf. figure 9.77).

Non traitées, les fissures de ce type finissent par affaiblir la digue et la rendre plus susceptible de rompre au cours d'un événement de crue ou de tempête. Ces ruptures ont été décrites par Cooling et Marsland (1954). Les fissures de traction, parce qu'elles ont pour double effet de réduire la résistance à la rupture et d'augmenter les forces perturbatrices conduisant à une rupture du type présenté à la figure 9.78, peuvent également apporter « le coup de grâce » à une digue de stabilité mal assurée.



Figure 9.76 **Fissure de dessiccation à Thorgumbald**
(source : de Dyer *et al.*, 2009)



Figure 9.77 **Surface prenant l'apparence « peau de crocodile »**
(source : Said Salah-Mars, URS Oakland)



Figure 9.78 **Fracture principale d'un glissement sur la crête d'une digue**
(source : Said Salah-Mars, URS Oakland)

L'initiation de la dessiccation peut être retardée (Frith *et al.*, 1997) en compactant le remblai d'argile à une teneur en eau proche de la limite plastique (pas plus de 2 % au-delà de la limite plastique, et pas plus de 5 % en-deçà). Cependant, il est généralement considéré que le processus naturel d'altération climatique (en particulier les cycles saisonniers de mouillage et de séchage des matériaux proches de la surface) engendreront inévitablement des fissures, même dans les matériaux les mieux compactés. Il convient donc d'adopter d'autres méthodes de contrôle de la dessiccation si l'on considère que le matériau de remblai présente une tendance à la fissuration. Les méthodes proposées par Frith *et al.* (1997) et récapitulées à la figure 9.79 visent donc à la fois à remédier aux problèmes de dessiccation existants, et à éviter leur apparition par une conception adaptée.

9.12.2.1 Actions pour remédier à la dessiccation

La fissuration peut être minimisée en recouvrant la surface de la digue d'une couche de terre arable et en y développant une végétation appropriée, ainsi que par des méthodes d'entretien adaptées (cf. section 4.12). Cependant, lorsque des mesures correctives sont réellement nécessaires, différentes opérations peuvent être envisagées :

L'excavation (cf. figure 9.79 b et c) : consiste à enlever la couche de terre arable, à creuser une tranchée en suivant l'axe central de la digue jusqu'à 1,2 à 1,5 mètre de profondeur sous le niveau de crête, à broyer et mélanger le matériau extrait, et à le recompresser dans l'excavation sous forme d'un matériau cohésif sec, puis à remettre en place la couche de terre arable. Bien que cette solution soit rapide et

peu onéreuse, elle présente un risque, car elle requiert de procéder à une excavation dans le corps de la digue. En outre, elle peut se montrer peu efficace sur le long terme, le matériau remplacé conservant un degré important de plasticité et étant donc sujet à dessiccation.

La construction d'une berme (cf. figure 9.79d) : mise en œuvre du côté terre de la digue, cette méthode ne traite pas directement les fissures de dessiccation, mais accroît la stabilité globale de la digue en compensant leurs effets préjudiciables. Une berme présente également l'avantage d'accroître la résistance de la digue au débordement.

Remplacement des matériaux de surface par un matériau à la granulométrie contrôlée (Illustration 9.79e) : appelé « hoggin » au Royaume-Uni, ce matériau, constitué à environ 50 % de gravillons, améliore la résistance au cisaillement tout en évitant la fissuration par dessiccation. Une perméabilité excessive peut être évitée par une teneur en fines (matériau dont le diamètre des particules est inférieur à 0,063 millimètres) de 5 à 25 %. L'enveloppe granulométrique (cf. figure 9.80) suggérée par Frith *et al.* (1997) pour de tels matériaux est intéressante, mais ne doit pas être considérée comme une solution unique. Les matériaux répondant aux spécifications de Frith *et al.* (1997) peuvent être assemblés en mélangeant des gravillons dont la granulométrie est fine, moyenne et grossière. Toutefois, ces matériaux doivent être contrôlés pour leur stabilité à la suffusion (cf. section 9.8) pendant les périodes d'écoulements internes causés par les crues, en vérifiant leur coefficient d'uniformité (cf. section 8.5.3) et l'adéquation de leur perméabilité.

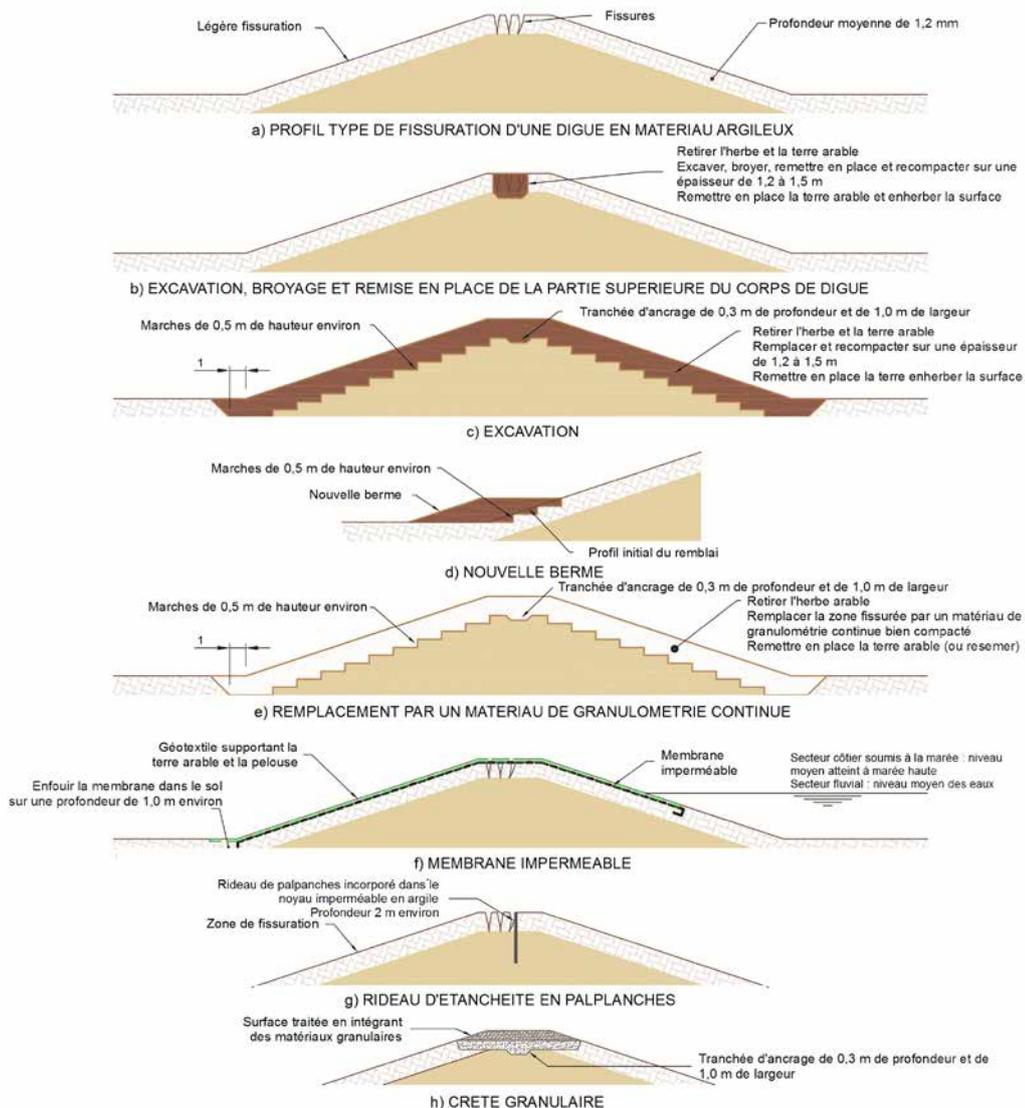


Figure 9.79 Mesures pour éviter les fissures de dessiccation ou y remédier (d'après Frith *et al.*, 1997)

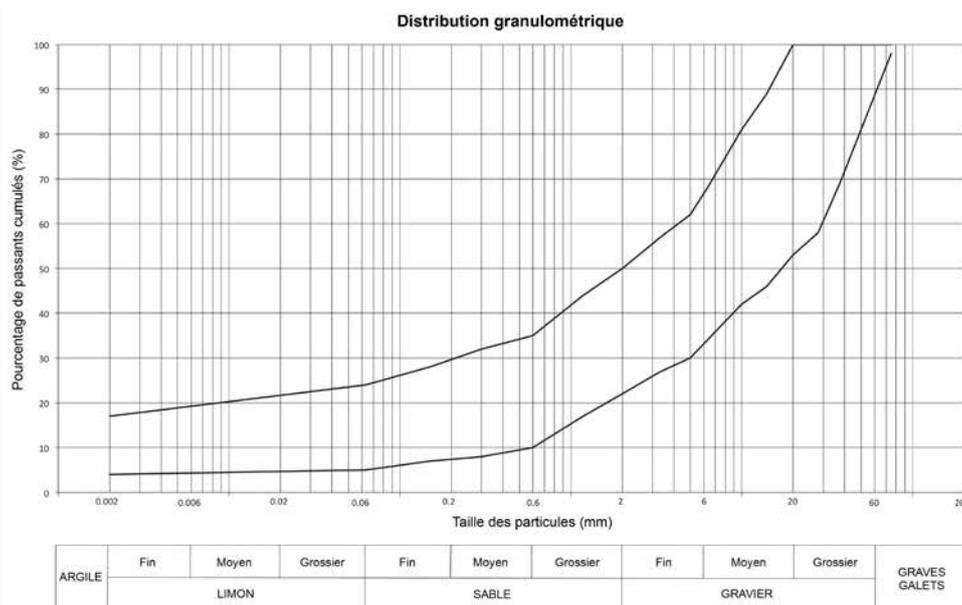


Figure 9.80 **Granulométrie du matériau de substitution**
(d'après Frith *et al.*, 1997)

La profondeur de remplacement par un matériau de granulométrie contrôlée dépend des situations, mais 0,5 à 1 mètre devrait normalement suffire dans la plupart des cas. Il conviendra aussi de décider si la surface totale de la digue doit être remplacée (crête et talus) ou seulement la crête. Dans cette dernière hypothèse, le matériau fissuré doit être enlevé et la surface scarifiée (et, idéalement, une « tranchée d'ancrage » doit être créée) avant la mise en place et le compactage du matériau de substitution. S'il convient de remplacer le matériau des talus, il devra être procédé à une mise en place en séries de couches horizontales afin de faciliter le compactage et d'éviter que le matériau de substitution ne glisse le long du remblai conservé en place.

Les membranes imperméables (PEHD ou PVC) (cf. figure 9.79f) : elles peuvent être utilisées (Frith *et al.*, 1997) afin de limiter les effets de la dessiccation en empêchant la pénétration de l'eau dans les fissures. Une telle membrane imperméable doit couvrir toute la surface de la digue, du pied du talus côté terre jusqu'à l'autre talus en recherchant un ancrage sous la limite moyenne atteinte par les eaux. La membrane doit être couverte ensuite d'une couche de terre arable. Cependant, la solution est souvent coûteuse, et il convient de vérifier que :

- la friction entre la membrane et la couche arable est suffisante pour prévenir le glissement de la couche arable en cas de crue ou de tempête ;
- la membrane ne porte pas préjudice à la végétation en surface ;
- les infiltrations à travers la digue ne soulèvent pas la membrane du talus côté terre.

Le rideau d'étanchéité en palplanches ou béton (cf. figure 9.79g) : peut prévenir les écoulements à travers la zone fissurée (Frith *et al.*, 1997). Il doit être mis en place dans une couche sous-jacente imperméable d'environ 0.5 mètre, et pénétrer au-delà des couches de sol perméables. Cette solution présente des inconvénients :

- elle n'améliore pas la résistance du talus côté terre à l'érosion que peuvent causer les débordements. D'autres méthodes consistant à équiper les talus de bermes ou à adoucir leur pente seraient nécessaires pour renforcer les talus dont la surface présente une fissuration ;
- les rideaux d'étanchéité font porter toute la charge hydrostatique sur le côté eau de la digue et sont sujets à des déplacements ou à des ruptures, en particulier si l'érosion provoquée par un débordement affaiblit la mobilisation des terres en butée (cf. section 9.15).

La réalisation d'une crête granulaire (cf. figure 9.79h) : est une méthode peu onéreuse, mise au point par Frith *et al.* (1997) pour lutter contre les effets de la fissuration par dessiccation. Elle doit être mise en œuvre durant une saison au cours de laquelle les fissures sont en grande partie fermées. Une fine

couche (de l'ordre de 100 millimètres) de matériau de remblai à la granulométrie contrôlée est répandue sur la surface de la digue, puis mélangée au sol en place en surface (à la herse) et compactée à l'aide d'un rouleau. Le procédé est reconduit jusqu'à ce que le matériau granulaire ne puisse plus pénétrer dans la digue et qu'une surface dense, principalement granulaire, soit réalisée. La méthode réduit l'effet de la fissuration sans le supprimer ; des inspections régulières et, ponctuellement, des excavations de la surface traitée, seront requises pour vérifier que les résultats obtenus par cette méthode correspondent aux attentes. De même qu'avec l'emploi des rideaux d'étanchéité, l'état de la digue côté terre et sa résistance à une érosion provoquée par un débordement ne sont pas améliorés. Il convient en outre de contrôler les débits d'infiltrations et les signes d'érosion interne dès lors que le niveau des eaux retenues dépasse celui du remblai constitué de matériaux argileux et que l'eau s'écoule à travers la couche constituée de matériaux granulaires.

9.12.2.2 Conception prévenant la fissuration par dessiccation

Lorsqu'un matériau sujet à dessiccation doit être utilisé pour la réalisation d'une digue, il peut l'être dans le corps de l'ouvrage, sous réserve qu'une couche de matériau de plus faible plasticité, d'une épaisseur d'au moins un mètre, soit réalisée à la surface. Noter que si des limons ou des limons sableux sont utilisés en surface pour couvrir une argile à forte plasticité, leur résistance à l'érosion externe sous l'effet des franchissements, des débordements ou des ruissellements doit être vérifiée (cf. Section 9.6).

S'il n'existe aucune alternative économique à l'usage d'argile à haut degré de plasticité pour la construction d'une digue (matériaux provenant fréquemment de fossés et tranchées adjacents), les dispositions constructives décrites à la section précédente (Frith *et al.*, 1997) constituent des options envisageables, de même que les mesures suivantes :

Rehausse additionnelle. Sa hauteur doit correspondre au risque de fissuration du matériau de remplissage. L'application de cette disposition doit tenir compte des conséquences d'une rupture de la digue (cf. tableau 9.24).

Tableau 9.24 **Hauteur de rehausse suggérée en réponse au risque de fissuration**
(d'après Frith *et al.*, 1997)

Tendance du sol à la fissuration	Sensibilité du site		
	Haute	Moyenne	Faible
Haute	900 mm	900 mm	600 mm
Moyenne	900 mm	600 mm	600 mm
Faible	600 mm	600 mm	300 mm

Couverture composée de matériaux à la granulométrie contrôlée d'une épaisseur minimum d'un mètre au-dessus du remblai argileux. La compatibilité des deux couches doit être considérée sur les plans de l'érosion interne et de l'intensité des infiltrations à travers la couche de couverture en considérant les événements de crue ou de tempête de référence.

Addition de matériaux cimentaires tels que la chaux à la couche supérieure du remblai, sur une hauteur d'un mètre, avant compactage. Cette disposition a pour effet de cimenter le sol, de réduire son indice de plasticité et par là-même sa tendance à la fissuration par dessiccation. En présence de sols organiques, l'addition de ciment permettra d'obtenir le même effet. Cependant, l'utilisation d'adjuvants peut avoir un impact environnemental négatif, en particulier sur le développement de la végétation, et il arrive que les matériaux obtenus se révèlent cassants (d'où parfois l'apparition de fissures en cas de tassement différentiel).

Construction d'une berme ou accroissement de la largeur de la crête. Comme évoqué à la section précédente au sujet des mesures correctives, ces dispositions augmentent le facteur de sécurité en matière d'instabilité géotechnique plus qu'elles ne résolvent le problème lié à l'utilisation d'argiles à haut degré de plasticité comme matériau de remplissage pour la construction de digues.

Dépôt et compactage soignés des matériaux. Cette disposition limitera les risques de fissuration par dessiccation, tout au moins à moyen terme. Frith *et al.* (1997) suggère que les argiles devraient être compactées à un taux d'humidité compris entre 2 % au-dessus de la limite plastique, et 5 % en dessous.

Les matériaux de terrassement doivent être protégés des aléas météorologiques, et la digue doit être construite ou surélevée par petites longueurs afin de réduire le risque de détérioration du matériau de remplissage. Cette méthode ne fera que diminuer et retarder les effets de fissuration par dessiccation. La digue subira au fil du temps une détérioration naturelle, du sommet vers la base, et le risque d'apparition de fissures par dessiccation augmentera progressivement.

La mise en place d'une couverture herbacée de bonne qualité (cf. section 4.5). Cette disposition réduit l'impact de dessiccation, car les fissures apparaissent plus facilement sur des zones dénudées que sur celles couvertes d'une bonne couche de gazon. Idéalement, et pour contourner les problèmes environnementaux, la variété d'herbe sélectionnée devra être d'origine locale, et choisie (Hewlett *et al.*, 1987 et Coppin et Richards, 2007) en tenant compte de :

- l'adéquation de la terre arable avec la variété d'herbe ;
- l'équilibre entre la surface arable et les caractéristiques de développement de la variété ;
- la capacité des racines à bien agglomérer la couche arable et à prévenir ou diminuer la formation de fissures de dessiccation ;
- la capacité de la variété à s'accommoder des multiples conditions météorologiques locales prévisibles et autres menaces telles que les maladies ou la prolifération d'insectes ;
- l'entretien nécessaire pour garantir un gazon de bonne qualité, court et dense.

9.12.3 Contrôle et traitement des terriers

Les terriers (cf. section 4.6) creusés par les animaux tels que les lapins, écureuils, rats musqués, opossums, blaireaux, renards, wombats sont susceptibles de causer des ruptures soudaines de digues en période de crue. Ces animaux peuvent représenter une menace importante pour l'intégrité des ouvrages et, bien que ce ne soit pas toujours évident depuis la surface, les terriers individuels ou en réseau peuvent traverser complètement une section de digue. En dépit des techniques permettant de les contrôler telles que la fumigation, les appâts, les techniques de piégeage et de déplacement qui s'avèrent des remèdes efficaces, il n'en demeure pas moins que les dommages potentiels causés par les animaux fouisseurs et les méthodes de réparation associées doivent être pris en compte dans le cadre de la conception. C'est tout particulièrement le cas dans les zones où ces animaux sont réputés pour leur tendance à chercher abri dans les digues.

9.12.3.1 Traitement des terriers

Comme il n'existe aucun procédé efficace pour empêcher complètement la formation des terriers dans les digues recouvertes de gazon, cela impose la mise en œuvre d'action de réparation, y compris par excavation, comblement et injection (DWR, 2012).

Si l'on utilise la méthode consistant à « creuser et remplacer », le processus doit être mis en œuvre immédiatement après le fauchage. L'excavation doit être comblée au moyen de sol compacté équivalent à celui utilisé précédemment, et réensemencé. Il arrive que les terriers soient importants et que le risque temporaire d'inondation suite à des excavations significatives dans une digue doive être pris en compte avant d'opter pour cette solution.

Il est faux de penser qu'on obtient une restauration satisfaisante de l'étanchéité par injection d'un matériau cimentaire fluide dans les cavités, quand bien même cela semble généralement plus économique. Quand cette mesure est malgré tout envisagée, la composition suivante peut par exemple être adoptée pour ce type de matériau :

- neuf mesures de ciment, une mesure de bentonite et de l'eau pour obtenir un affaissement (mesuré au cône) compris entre 0,20 et 0,25 mètre (USACE, 2006) ;
- Pour 1 m³ (Département de protection de l'environnement de Pennsylvanie, 2011) : ciment de Portland type 1 – 430 kg, sable de maçonnerie fin – 1 250 kg, eau propre – 230 litres.

Une fois le mélange totalement homogène, il doit être injecté dans le terrier sous faible pression (afin de ne pas endommager le remblai), et intégralement combler le vide. Le processus doit commencer à la base de la digue et se poursuivre en remontant dans le corps de digue. Dans le cas d'une digue de grandes dimensions, il est parfois nécessaire de procéder par étapes, de sorte que le matériau injecté puisse prendre avant l'injection suivante. Il convient de :

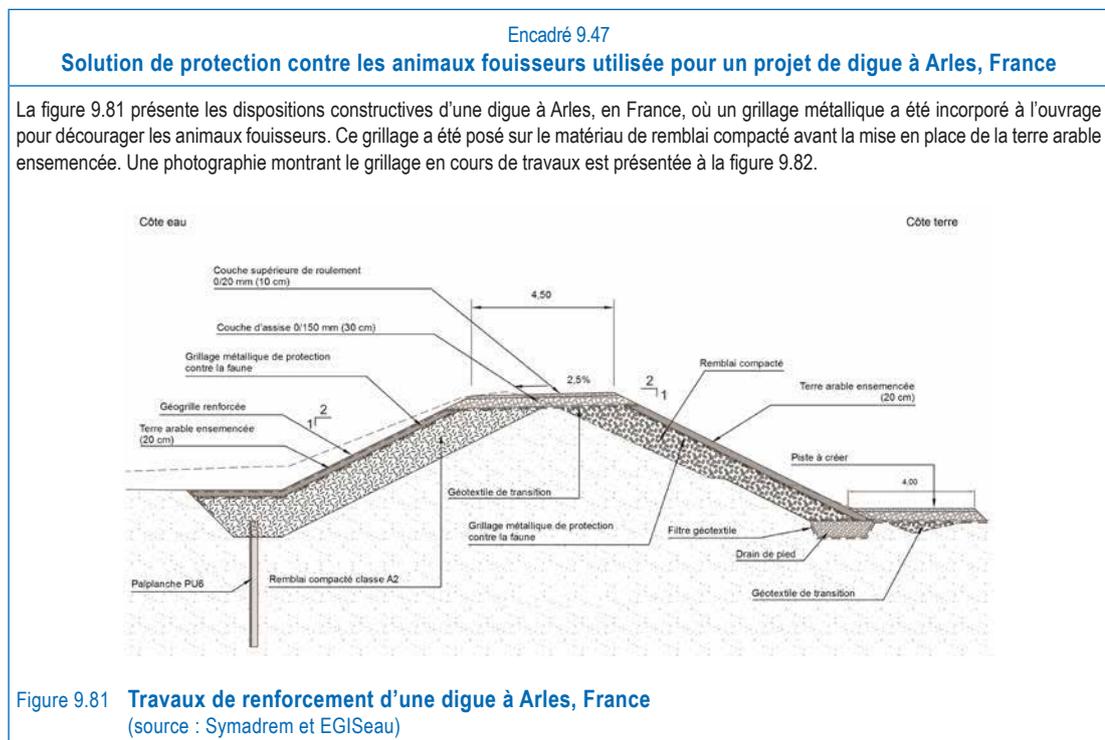
- n'entreprendre aucune intervention sur la digue tant que les terriers n'ont été comblés ;
- d'identifier les terriers temporairement couverts pour fumigation avant leurs excavation et réparation ultérieures ;
- d'être particulièrement vigilant en matière de surveillance et de réparation des zones endommagées par les terriers pour les digues fréquemment mises en charge ;
- d'envisager dès la conception la mise en place d'écrans permanents, notamment dans le cas de digues de faibles longueurs ou de zones dans lesquelles l'activité de ces animaux fouisseurs est connue pour être particulièrement dommageable, pour empêcher la création des terriers.

9.12.3.2 Écrans de protection contre les animaux fouisseurs

Là où il est notoire que ces animaux fouisseurs vivent et endommagent les digues, il peut être nécessaire d'inclure des écrans dans la structure, en veillant à :

1. La **position de l'écran**, qui doit être près des surfaces de la digue afin de décourager les animaux aux points d'accès potentiels
2. La **robustesse de l'écran**, qui doit être de nature à décourager l'espèce/les espèces susceptibles d'être rencontrée(s)
3. La **résistance des matériaux à l'érosion et à d'autres modes de dégradation**, qui doit être suffisante pour la durée de vie totale de la digue, ou mise en place de sorte que son état puisse être surveillé, et qu'elle puisse être aisément réparée ou remplacée si nécessaire
4. L'écran, qui ne doit pas avoir d'effets négatifs sur les caractéristiques de performance de la digue, y compris sa résistance à l'érosion, sa stabilité et sa perméabilité.

Les solutions qui ont été mises en œuvre incluent l'introduction de grillages de surface (cf. encadré 9.47) et des couches de matériaux granulaires en couverture (cf. figures 9.83 et 9.84) suivant les recommandations de Heerten et Werth (2006).



Encadré 9.47 (suite)

Solution de protection contre les animaux fouisseurs utilisée pour un projet de digue à Arles, France



Figure 9.82 **Grillage de protection contre les animaux fouisseurs mis en oeuvre lors de travaux de renforcement de digue à Arles, France**
(source : Symadrem and EGISeau)

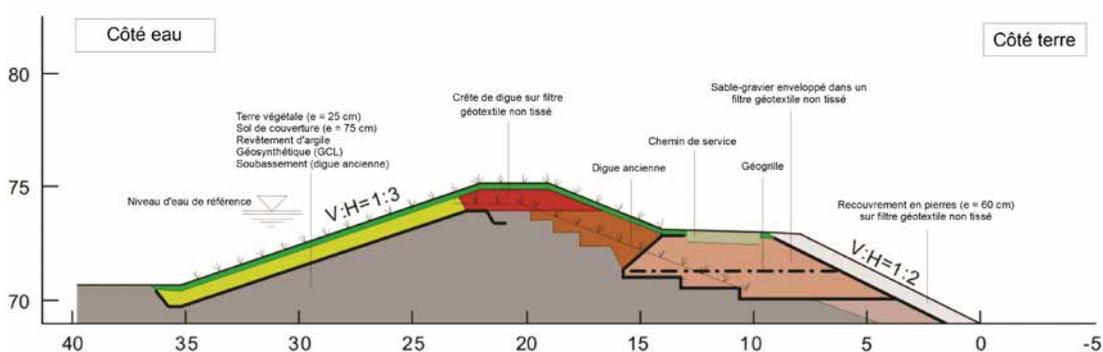


Figure 9.83 **Profil type d'une digue reconstruite sur l'Elbe près de Bösewig/Sachsen-Anhalt**
(source : Heerten and Werth, 2006)



Figure 9.84 **Couverture de revêtements d'argile géosynthétique avec des graviers disponibles localement pour repousser les animaux fouisseurs**
(source : Heerten and Werth, 2006)

9.13 TRAVAUX DE TERRASSEMENT DES DIGUES

Cette section du guide tient compte d'abord de la manière dont les caractéristiques de performance des digues peuvent être atteintes par une sélection appropriée des matériaux de remblai. Elle se concentre ensuite sur la gestion et le contrôle desdits matériaux de construction. Puis, l'utilisation de remblai pour la surélévation et les réparations est abordée. Cette section s'achève sur des recommandations d'utilisation de géotextiles (cf. section 13.4) et de certaines méthodes innovantes pour l'amélioration de l'état des sols (cf. section 13.5) pouvant être utilisées lors de la conception de digues.

9.13.1 Sélection des matériaux de remblai

Cette section traite des critères de conception utilisés pour contrôler la sélection des matériaux de remblai et les méthodes de mise en place, de compactage nécessaires pour satisfaire aux exigences de conception. Dans la plupart des cas, les matériaux de construction des digues sont choisis *via* des essais du produit fini obtenu par les matériaux du site ou provenant de zones d'emprunt externes. Bien que l'utilisation de matériaux importés pour la construction de digues puisse offrir de meilleures performances techniques, les considérations de coût et environnementales imposent de préférer les sols disponibles localement, quand bien même ils s'avèrent moins performants (cf. encadré 9.48).

Encadré 9.48

Utilisation de matériaux de remblai de qualité médiocre pour des digues à faible risque

Le projet Broadland concernant les Norfolk Broads (un réseau de rivières et de lacs dans le Comté de Norfolk, GB – NdT) a été développé en partant du principe que seraient utilisés pour les travaux de surélévation des digues des matériaux disponibles localement, car les sites difficilement accessibles rendaient toute importation trop coûteuse, voire impossible. Le terrain protégé par les digues locales était essentiellement constitué de pâturages marécageux et à faible risque.

Les matériaux de remblai dans certaines zones n'étant pas disponibles en quantité suffisante, des matériaux artificiels ont été générés en mélangeant sur place de la tourbe et du gravier car il n'y avait pas d'argiles à disposition localement. Des essais ont été effectués pour définir le meilleur ratio de mélange et une proportion massique de 15 % de tourbe a fourni un mélange acceptable. Ceci correspondait à des volumes identiques de tourbe et de gravier (les densités sèches des deux composants étaient respectivement de 0,36 et 2,00 t/m³). Cette solution, sous la houlette d'un machiniste talentueux, s'est révélée très satisfaisante.

Les pentes de remblai standard (pour le projet Broadland) étaient de un pour deux du côté eau de la digue, et de un pour trois côté terre. La digue a subi un débordement d'environ cinq centimètres au cours d'une crue décennale, n'occasionnant que très peu de dégâts, malgré le faible développement de la végétation tout juste implantée. En outre, la digue ne présenta que très peu de fuites, le noyau initial en argile existant ayant été laissé en place pour participer à l'étanchéité.

La construction convenait à la nature à faible risque de la digue. L'opération a impliqué tout autant des conducteurs d'engins expérimentés que des ingénieurs. Le processus général de construction a été le suivant :

- les matériaux ont été extraits sur site simultanément par deux excavatrices, et placés en couches sur la nouvelle zone de remblai ;
- ces sols ont été immédiatement mixés avec le contenu du godet d'une troisième excavatrice ;

Bien que cette méthode soit tributaire des conditions météorologiques et de l'humidité – un temps de séchage (et de drainage) a été nécessaire –, le résultat fut un remblai fini très compact.



Figure 9.85 **Digue édiflée en tourbe et graviers, Broadlands, GB**
(source : BAM Nuttall et CH2MHill)

Les propriétés suivantes du sol doivent être prises en compte au cours des essais (cf. sections 7.8 et 7.9) ainsi qu'au moment de leur sélection et de l'établissement du cahier des charges.

9.13.1.1 Résistance à l'érosion externe et interne

Limons à grains fins et sables granulaires sont davantage sujets à l'érosion que les sols argileux. Toutefois, ces derniers étant sensibles aux fissures de dessiccation s'ils ne sont pas protégés, il faut donc une conception équilibrée.

Les sols érodables peuvent être traités pour améliorer leur résistance à l'érosion, en utilisant différents dosages de matériaux tels que la chaux, les cendres volantes, le ciment, etc. Sans oublier que l'apport de matériaux peut avoir un impact environnemental par altération de la géochimie de la surface du sol empêchant le développement d'une végétation herbacée appropriée. Une étude en laboratoire permet de définir les dosages pour le traitement. Cette étude doit éventuellement être complétée d'une planche d'essais pour vérifier sa performance dans des conditions d'érosion. Des informations complémentaires sont fournies aux sections 9.6 et 9.8.

Il est clairement établi que les sols sableux sont bien moins résistants à l'érosion par débordement que ceux à base d'argile. Par conséquent, une argile molle, ne contenant pas de matériaux organiques et constituée d'une proportion restreinte ou proche de zéro de sable, mise en place et compactée avec une masse volumique apparente et une teneur en eau appropriées, fournira un sol résistant au débordement. Tel sera le cas si le matériau n'est pas sensible à la fissuration par dessiccation.

Les essais d'érodabilité (cf. encadré 9.49) peuvent être effectués sur des matériaux provenant de zones d'emprunts potentielles, sur des mélanges ou des matériaux traités avant définition des spécifications des terrassements, de manière à définir les critères souhaitables de résistance à l'érosion. Le nombre d'essais dépend du niveau de variabilité constaté, y compris dans la proportion de matières organiques, de sable, de coquillages ou d'autres matériaux. Les critères de construction de la digue seront établis à partir de ces essais préliminaires qui définiront l'utilisation appropriée de chaque type de sol ou le mélange de sols approprié.

Encadré 9.49
Erodabilité de sols argileux organique



Figure 9.86 **Détermination de l'érodabilité d'une argile organique ; photos prises avant et après application d'un jet d'eau sous pression**
(source : Mike Wielputz, USACE)

La figure 9.86 montre des images d'une argile de la Nouvelle-Orléans – dont le contenu organique peut atteindre 18 % par unité de poids – avant et après essai au jet d'eau sous pression. Ces essais ont permis de déterminer les limites de la proportion organique ou de sable, le poids spécifique, la résistance à la compression simple, acceptables à différentes teneurs en eau et pour différentes énergies de compactage.

9.13.1.2 Perméabilité

La perméabilité des matériaux de remblai sélectionnés doit être suffisamment faible pour limiter le passage de l'eau (cf. section 9.7) et pour réguler la pression et la vitesse des écoulements. La section 7.8.3.5 fournit tous les détails des méthodes d'essais de perméabilité.

Les sols à grain fin tels que les argiles ou les limons auront une perméabilité suffisamment faible (moins de 10^{-6} m/s) à condition qu'ils soient bien compactés et que le volume de vides soit limité. Les essais de perméabilité sur ces types de sols impliquent communément une combinaison d'essais de laboratoire en perméamètre (sur des échantillons compactés) et *in situ* par des forages ou excavations destinés aux essais.

En présence de sols granulaires ou d'argiles à proportion importante de matériaux granulaires (avec des perméabilités supérieures à 1.10^{-6} m/s), l'échantillonnage doit être effectué avec soin afin d'éviter la perte de fines, et les essais en perméamètre à charge constante peuvent nécessiter le mélange de différents échantillons remaniés et recompactés. Lorsque l'échantillonnage de sols granulaires s'avère impossible, les valeurs de perméabilité peuvent être déterminées par calcul grâce à des corrélations connues avec des paramètres tels que la valeur d_{10} de la granulométrie (cf. figure 9.87).

Le rapport entre degré de compactage et perméabilité du sol est important. Les spécifications exigent généralement une masse volumique apparente minimum, et la perméabilité sera d'autant réduite que la masse volumique apparente obtenue par compactage sera grande. Cependant, si les caractéristiques de drainage sont l'objectif de la conception (par exemple drain granulaire), il convient d'éviter un compactage trop important afin de garantir l'efficacité du drain.

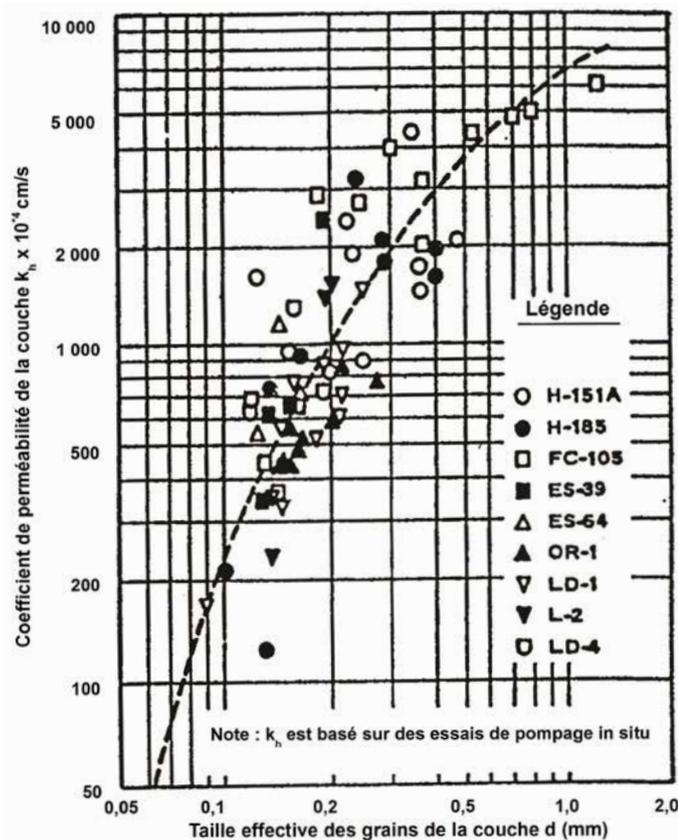


Figure 9.87 Valeur d_{10} de la granulométrie et coefficient de perméabilité k_h (d'après USACE, 2000)

Lorsque les sols de fondation sont très perméables et que les infiltrations peuvent provoquer des sous-pressions, des sand boils de l'érosion régressive ou de la bouillasse, une alternative aux barrages structurels tels que les palplanches peut consister à mélanger des sols avec d'autres matériaux comme la bentonite et le ciment pour créer un barrage aux écoulements (cf. encadré 9.50).

Encadré 9.50

Utilisation des techniques de mélange de matériaux pour contrôler les percolations

On peut réaliser des barrages contre les percolations en mélangeant sol et bentonite. Il est aussi possible d'y ajouter du ciment si le sol est fortement organique. Toutefois, dans des zones particulièrement sujettes aux séismes, il est préférable de se limiter au seul mélange sol-bentonite, car ce type de paroi d'étanchéité est moins susceptible de présenter des brèches ou de subir des dégâts permanents causés par des séismes.

La construction de parois étanches au moyen de tels mélanges nécessite habituellement l'utilisation d'équipements spécifiques tels que des excavatrices à longue portée pour creuser une tranchée d'une largeur d'un mètre jusqu'à des profondeurs pouvant atteindre 7,30 mètres (cf. figure 9.88a). Pour une profondeur supérieure (cf. figure 9.88b), une foreuse multivis peut être utilisée pour créer un mur d'une largeur d'un mètre jusqu'à une profondeur de 10,30 mètres. Le pompage de la bentonite ou du mélange ciment-bentonite fluide est effectué en même temps que les opérations de mixage du sol existant.



Figure 9.88 **Construction de barrière anti-infiltrations le long de l'axe de la digue, Sacramento, CA**
(source : Mike Wielputz, USACE)

9.13.1.3 Résistance au cisaillement après mise en place et compactage

Les caractéristiques de résistance des matériaux du remblai (cf. section 9.9) varient pendant la durée de vie prévue de la digue. La résistance au cisaillement, qui peut être mobilisée le long de n'importe quelle surface de rupture potentielle d'une digue, est fonction de nombreux facteurs (tels que le niveau de charge, l'orientation, la position dans le remblai, la nature du sol support et le temps écoulé depuis la construction). Cette question est abordée en détail au chapitre 8, et les méthodes d'essais au chapitre 7.

Il est habituel de préciser les caractéristiques de résistance au cisaillement pour les matériaux drainés ou non, tout en se rappelant que les valeurs de résistance mesurées sont dépendantes des méthodes d'essais utilisées :

1. pour les matériaux de remplissage argileux à grain fin, la résistance au cisaillement des matériaux **non drainés** une fois compactés, on contrôle la stabilité durant et peu après la phase de construction de l'ouvrage. Ensuite, le remblai évolue jusqu'au moment où les résistances au cisaillement à long terme des matériaux drainés détermine la stabilité ; c'est en particulier le cas dans les zones proches de la surface de la digue, où les contraintes normales sont faibles. La section 9.9 expose les différentes situations dans lesquelles les analyses doivent prendre en compte les caractéristiques de résistance des matériaux drainés ou non drainés ;
2. pour les sols granulaires, il est habituel de choisir les paramètres de résistance au cisaillement des matériaux **drainés** dans la plupart des situations de conception (sauf peut-être en ce qui concerne la charge dynamique).

Lors de la définition de la résistance au cisaillement des matériaux, il est recommandé :

1. d'identifier les matériaux de remblai requis pour la construction de la digue ;
2. de déterminer les caractéristiques de résistance mécanique des matériaux (drainés et non drainés) dans des conditions de charge normales (i.e. représentatives des niveaux de charge auxquels ils seront soumis dans les digues) ;
3. de définir une méthodologie d'essais permettant de vérifier les paramètres de résistance, et qui puissent être aisément effectués en cours de construction ;
4. de définir tous les facteurs de corrélation nécessaires pour convertir les valeurs des résistances au cisaillement mesurées en valeurs caractéristiques pour la conception (cf. section 7.8.3.3) ;
5. d'identifier une gamme admissible de caractéristiques des matériaux après compactage, pragmatique, non-contradictoire et réaliste, basée sur les limites acceptables de masse volumique apparente et de teneur en eau, puis préciser les exigences connexes en matière de :
 - i. Masse volumique apparente sèche maximale (pdOPN), i.e. supérieure à 95 % ;
 - ii. Teneur en eau optimale (wOPN), i.e. dans les limites de ± 2 %.

Des indications concernant le matériel et les méthodes de compactage sont données aux sections 9.13.4 et 10.4.3.4.

La phase exploratoire préliminaire d'échantillonnage et d'essais, liée à l'étude de conception, doit fournir les paramètres et critères nécessaires pour la construction du remblai de la digue. Cependant, il est parfois nécessaire de procéder à une analyse post-construction pour valider la conception.

9.13.1.4 Sélection et définition de la masse volumique

La masse volumique affectera :

- l'équilibre entre les forces stabilisatrices et déstabilisatrices (cf. sections 9.9 et 9.10) ;
- la capacité de la digue à résister aux sous-pressions ;
- l'amplitude du tassement post-construction de la digue.

Les masses volumiques apparentes des types de matériaux compactés peuvent normalement être déterminées avec un degré de fiabilité raisonnable. Pour les besoins préliminaires de conception, des estimations seront normalement fondées sur l'expérience. On peut alors effectuer des essais de compactage sur des échantillons pour déterminer des gammes de masses volumiques apparentes réalistes durant l'étude des matériaux des zones d'emprunts potentielles (cf. section 7.7). Le nombre d'essais effectués doit être suffisant pour représenter la variabilité desdits matériaux.

9.13.1.5 Résistance à la liquéfaction en cas de sollicitation sismique

L'analyse de l'activité sismique au voisinage de la digue peut suggérer que des dommages pourraient être causés par la liquéfaction, les sables et les limons non compactés étant les sols les plus vulnérables. L'évaluation de l'adéquation des matériaux à cette contrainte peut être basée sur des études en laboratoire comprenant des essais triaxiaux à chargement cyclique des matériaux. Une autre solution consiste à utiliser les corrélations connues entre le type de matériau, sa masse volumique apparente et son potentiel de liquéfaction (cf. section 7.8 et Seed & Idriss, 1971, Seed *et al.*, 1983, Youd *et al.*, 2001 et Seed, 2010).

9.13.1.6 Sélection et facteur de compressibilité

La consolidation ou le compactage sous son propre poids du matériau de remblai affecteront le tassement post-construction (cf. section 9.12.2). Toutefois, les essais de consolidation ne sont pas généralement effectués sur les remblais de digues. Le degré de tolérance sur le tassement admissible doit en fait être basé sur l'état des matériaux concernés une fois le processus de compactage terminé. La corrélation entre les limites d'Atterberg et le coefficient de consolidation correspondant à des sols normalement consolidés (cf. figure 9.89) peut être utilisée, tout en se rappelant que les sols compactés se comportent plutôt comme s'ils avaient été surconsolidés, et que, par conséquent, la corrélation tendra probablement à surestimer le tassement de la digue.

Une alternative consiste à utiliser les corrélations connues entre les données des essais *in situ*, tels que le « *Standard Penetration Test* » et la compressibilité (Stroud, 1989). Des informations complémentaires sont données à la section 7.8.

Dans certaines régions du monde, où les sols prédominants sont chargés en tourbe (tels les Pays-Bas et l'Irlande), les digues peuvent être construites en matériaux à forte teneur en matière organique. Si cela est possible dans de tels cas, il convient d'éviter l'utilisation de sols fortement compressibles et à faible résistance, y compris :

- les sols organiques comme la tourbe, la mousse ou les argiles et limons à forte teneur en matière organique ;
- les argiles à forte limite de liquidité (plus de 90 %) ;
- les argiles à forte plasticité (supérieure à 65 %)

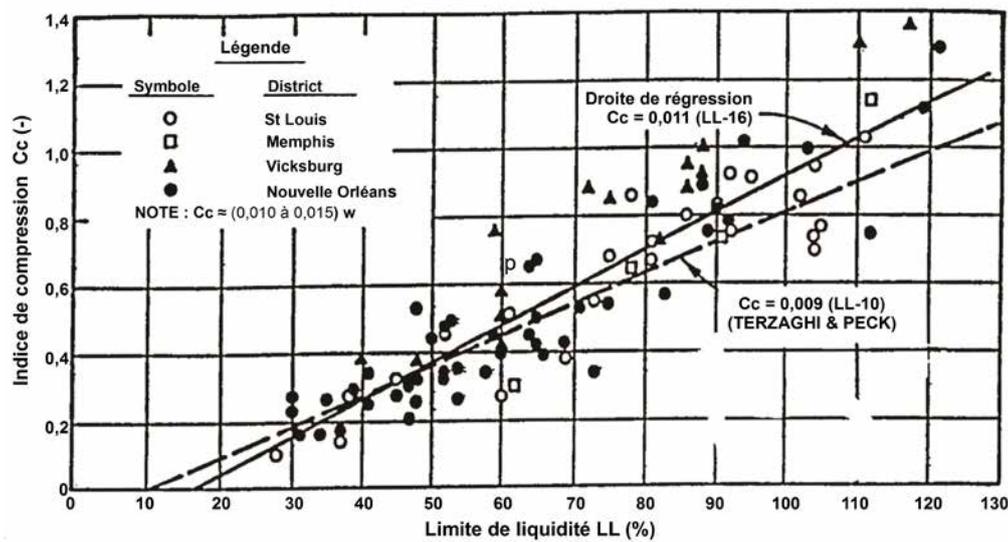


Figure 9.89 **Indice de compression vs limite de liquidité pour des sols normalement consolidés** (d'après USACE, 2000)

9.13.1.7 Résistance à la détérioration y compris fissures de dessiccation

Les matériaux choisis en raison de leur résistance à la détérioration sont typiquement ceux qui supportent de longues périodes d'exposition à l'humidification, au séchage, au gel, au dégel et aux dégradations chimiques. Lorsque cela s'avère nécessaire, des mesures de retardement comme les méthodes de protection des surfaces exposées à la section 9.6 peuvent être mises en œuvre ; il peut se révéler indispensable d'effectuer des recherches en laboratoire pour déterminer le degré de résistance à la dégradation dans des conditions météorologiques à long terme sur le site du projet de digue. Il peut aussi être nécessaire d'utiliser l'eau typiquement présente sur site telle que l'eau de mer, des eaux saumâtres, etc.

Comme indiqué à la section 9.13.1.1 ci-dessus, les argiles de plasticité élevée résistent traditionnellement bien à l'érosion, mais peuvent être particulièrement sensibles à la fissuration par dessiccation et à la dégradation au niveau des surfaces exposées. L'un des remèdes à cette situation consiste à ajouter une couche de sol granulaire, qui agira comme un pare-vagues contre les attaques de la houle. Cela peut être utilisé pour le développement d'une végétation appropriée, qui protégera la sous-couche argileuse de la dessiccation. L'érosion externe peut alors affecter la couche granulaire lors d'un débordement ou d'une submersion, tout en permettant à la sous-couche argileuse de la digue d'être résistante à l'érosion.

9.13.2 Gestion et contrôle des matériaux de remblai

Le choix, la gestion et l'exploitation des zones d'emprunt sont une partie importante du processus de conception d'une digue ; il doit alors être tenu compte des impacts potentiels sur l'environnement et de la valeur des terrains. En outre, les conséquences (érosion, infiltrations, sous-pressions, stabilité globale de la digue, etc.) sur la performance d'une digue de toute excavation située dans son voisinage immédiat doivent être déterminées. La section 7.7 indique des méthodes pour identifier et étudier des sites potentiels d'emprunt de matériaux. Les résultats obtenus à partir d'investigations préliminaires sont généralement suffisants au stade de la conception, mais doivent être vérifiés une fois la construction terminée par une analyse des données d'essais *in situ* de l'ouvrage en construction, et éventuellement par des sondages de contrôle.

Lorsque des matériaux de remblai de qualité marginale ou faible sont choisis pour des raisons économiques ou environnementales, leur utilisation exige le plus souvent de définir un mode spécifique de traitement, de mélange, d'extraction et/ou de compactage. La méthodologie et le matériel nécessaires à leur extraction, à la séparation de matériaux compatibles ou non et à leur transport sur le site de la digue ont un impact sur :

- le coût d'extraction, y compris l'influence de l'accessibilité et de la proximité des zones d'emprunts par rapport au site de la digue ;
- l'environnement (*via* les effets tels que le nombre d'heures de travail, de navettes de transport, la profondeur d'excavation et les méthodes d'assèchement utilisées) ;
- la rapidité de mise à disposition du matériau de remblai, qui peut affecter, à son tour, la viabilité de la zone d'emprunt ;
- l'état des matériaux de remblai résultant de leur extraction, sélection, transport, mise en place et compactage.

Pour toutes ces raisons, il est idéal de recourir aussitôt que possible aux services d'une entreprise expérimentée pour le choix d'une zone d'emprunt appropriée.

Basées sur la conception de la digue, les spécifications du remblai mettent normalement l'accent sur les contrôles :

- du type des matériaux, afin d'éliminer ceux incompatibles, et la définition des caractéristiques (remblais cohérents ou granulaires) requises pour différents besoins de l'ouvrage (*cf.* section 9.13.3) ;
- de la granulométrie des matériaux afin de vérifier leur qualité, leur perméabilité et leur érodabilité (*cf.* section 9.13.3) ;
- de la masse volumique apparente sèche du sol compacté (*cf.* section 9.13.1), généralement définie sous la forme de minimum relatif admissible par rapport à la masse volumique apparente sèche maximale obtenue par essais Proctor normal ;
- de la teneur en eau du sol compacté (*cf.* section 9.13.2), généralement définie comme une tolérance par rapport à la teneur en eau à l'optimum Proctor.

9.13.2.1 Critères de compactage des remblais

Résistance, compressibilité et perméabilité varient toutes selon le degré de compactage du matériau de remblai de la digue, et il convient donc de définir sur site les critères de compactage appropriés au matériau choisi. Ceux-ci sont normalement liés à trois paramètres interconnectés : la masse volumique apparente sèche (compactage relatif), la teneur en eau et la porosité.

1. Masse volumique apparente sèche (taux de compactage relatif)

La masse volumique apparente maximale, qui peut être atteinte pour chaque type de matériau donné, dépend de l'énergie de compactage appliquée, compactage qui lui dépend des caractéristiques du dispositif de compactage. L'efficacité du compactage pour chaque type de matériau dépend de nombreux facteurs, parmi lesquels l'épaisseur des couches de sol avant compactage, la teneur en eau du matériau concerné et la compatibilité du mode de compactage avec le matériau de remblai utilisé.

La détermination et le contrôle du taux de compactage sont basés sur le ratio de la masse volumique apparente effective (*in situ*) du sol par rapport à la masse volumique apparente sèche maximale obtenue par un essai de compactage Proctor normal.

Les courbes de masse volumique apparente-teneur en eau peuvent être établies sur la base des résultats d'essais tels qu'exposés à la figure 9.90, et par conséquent les objectifs de masses volumiques apparentes et de teneurs en eau peuvent être fixés. La classification et le compactage des sols peuvent être regroupés de la même façon afin de déterminer les teneurs en eau optimales par groupe.

Il est usuel de définir l'admissibilité du compactage des matériaux de remblai en le basant sur un compactage relatif minimal pour chaque couche mise en place. Selon la nature des matériaux de remblai, la taille relative de la digue et la localisation du remblai au sein de l'ouvrage, l'objectif du taux de compactage sera souvent choisi à 90, 95 ou 98 % de la masse volumique apparente sèche maximale (ρ_{dOPN}), obtenue par des essais de compactage (Proctor) normaux (2,5 kg) ou modifiés (4,5 kg).

En raison des relations avec la masse volumique apparente obtenue, il est habituel de procéder également à des contrôles de teneur en eau des matériaux de remblai (cf. point 2). Une spécification de compactage sera ensuite normalement représentée par une gamme de taux de compactage (par exemple $\rho_d = 95 \% \rho_{dOPN}$), ainsi que par une échelle de teneur en eau admissible (par exemple $w = w_{OPN} \pm 2\%$).

Des matériaux plus fortement compactés sont généralement moins sujets à un tassement sous leur propre poids, causé par la présence de vides (cf. point 3) lorsqu'ils sont soumis pour la première fois à des niveaux d'eau élevés.

Toutefois, un compactage intense et plus énergique présente l'inconvénient d'être généralement plus coûteux qu'un compactage moindre.

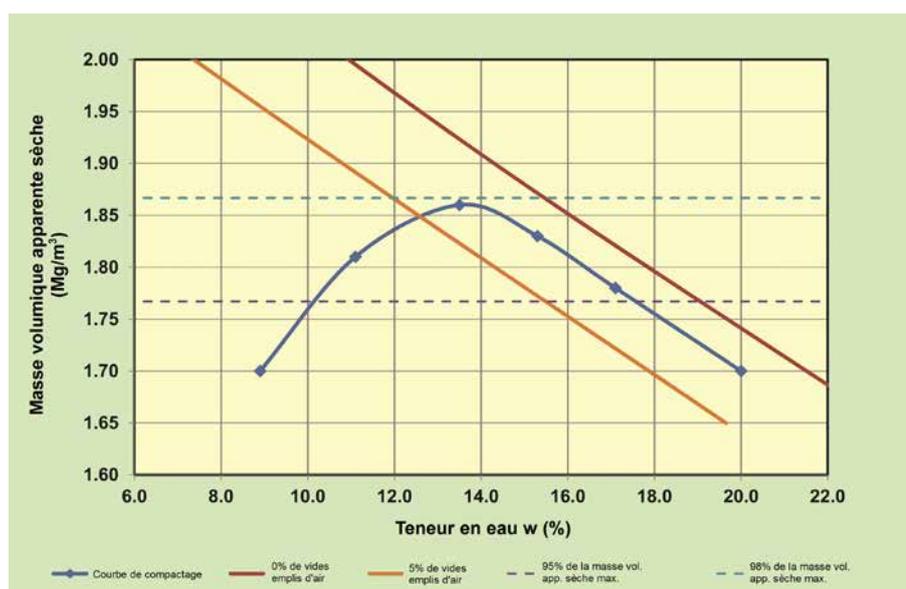


Figure 9.90 Courbe de compactage affichant des taux de compactage relatifs

2. Teneur en eau

Les limites admissibles de variation de la teneur en eau sont habituellement fixées à soit $\pm 3\%$ ou $\pm 2\%$ etc. de la teneur en eau optimale w_{OPN} .

Idéalement, la teneur en eau du sol livré depuis la zone d'emprunt devrait déjà être proche de la spécification. Lorsque cela s'avère nécessaire, toutes les surfaces importantes des zones d'emprunt devraient être utilisées pour le traitement et le séchage des sols préalablement à leur transport sur le site de la digue. Il convient de mesurer et de prévoir les variations saisonnières de la teneur en eau dans les zones d'emprunt et leurs conséquences sur la méthodologie de construction préconisée.

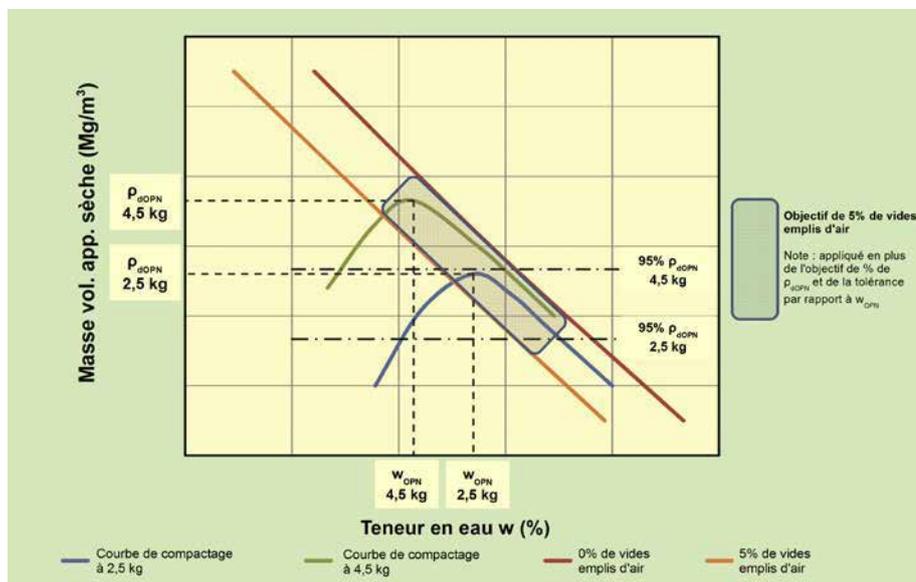
Les méthodes d'évaluation de la teneur en eau des matériaux de remblai dans les zones d'emprunt sont décrites à la section 7.9, et les stratégies mises en œuvre pour le vérifier sont exposées au chapitre 10.

3. Pourcentage de vides d'air

Comme expliqué à la section 9.12.1, trop de vides d'air laissés dans les sols de la digue peuvent conduire à un tassement par effondrement lorsque le sol est saturé. Afin de prévenir cela, les approches suivantes peuvent être considérées :

1. pour les **sols argileux**, le processus de mise en place et de compactage doit être contrôlé (Charles et Watt, 2001) afin que la porosité soit inférieure à 5 %. Ce qui devrait suffire pour éliminer tous les pores et vides de taille importante entre les agrégats d'argile. S'agissant d'argiles très peu malléables, il peut s'avérer impossible de réduire les pores en-deçà de 5 % avec des techniques de compactage standard, et il faut alors parfois ajouter de l'eau pendant la mise en place du remblai. Dans cette éventualité, les concepteurs doivent vérifier que la résistance au cisaillement résultante du matériau compacté est appropriée aux besoins, parce qu'elle peut être différente de celle du sol d'origine ;
2. pour les **sols granulaires**, un compactage fort des matériaux de remblai pendant la mise en place des couches devrait éliminer ou réduire de manière significative sa vulnérabilité ultérieure à l'effondrement (Charles et Watt, 2001). Les sols doivent être mis en place légèrement humides par rapport à l'optimum et, si cela s'avère utile au cours des planches d'essai de compactage, l'addition d'une petite quantité d'eau au matériau pendant sa mise en place peut être bénéfique.

Une spécification basée uniquement sur un ratio maximum admissible de vides d'air ne suffit pas à elle seule pour maîtriser les caractéristiques techniques du matériau compacté (Charles et Watt, 2001). La figure 9.91 montre les courbes de compactage et les zones admissibles (hachures grises) pour une spécification correspondant à un ratio de 5 % de vides, à la fois pour l'essai Proctor Normal (2,5 kg) et pour l'essai Proctor modifié (4,5 kg). Sans limitation par rapport à la masse volumique apparente sèche maximale et à la teneur en eau optimale, le matériau obtenu pourrait être trop malléable, et potentiellement sujet à une diminution de volume. Pour cette raison, et lorsqu'un ratio maximum de vides d'air est spécifié, il est aussi habituel d'ajouter des restrictions supplémentaires à la teneur en eau (dans certaines limites définies de la teneur en eau optimale), et à la masse volumique apparente sèche (maintenue au niveau de tolérance défini par rapport à la masse volumique apparente sèche optimale).



notes

W_{OPN} (2,5 kg) = teneur en eau optimale obtenue par l'essai Proctor Normal

W_{OPM} (4,5 kg) teneur en eau optimale obtenue par l'essai Proctor Modifié

p_{dOPN} (2,5 kg) = masse volumique apparente sèche maximale obtenu par l'essai Proctor Normal

p_{dOPM} (4,5 kg) = masse volumique apparente sèche maximale obtenu par l'essai Proctor Modifié

Figure 9.91 Base de conception pour un remblai présentant un ratio de 5 % de vides (d'après Trenter and Charles, 1996)

9.13.2.2 Types de spécifications pour le compactage de remblais

Il existe trois types classiques de spécifications pour le compactage :

1. **Spécifications sur la méthodologie** : Elles consistent à vérifier la masse volumique apparente sèche *via* la teneur en eau des matériaux sur une plage de valeurs acceptables, et à effectuer le compactage selon un nombre de passes et un équipement spécifiques. C'est fréquemment la méthode préférée des entreprises parce qu'elle est moins soumise à aléa, qu'elle est facile à suivre et permet d'éviter les délais liés aux essais requis pour chaque couche. D'une manière générale, cette méthode est mieux adaptée à des situations dans lesquelles le contrôle du compactage est moins important, telles que de petites digues ou des composants moins critiques de grandes digues comme des bermes. Il existe des méthodes de spécification comme Highways Agency (2009), mais sinon les taux de compactage correspondant au site et aux matériaux peuvent être déterminés sur la base de planches d'essais.
2. **Spécifications sur le produit fini** : elles fournissent les exigences en matière de masse volumique apparente, teneur en eau et vides d'air du matériau tel qu'il a été mis en place et compacté. Ceci implique habituellement de définir la granulométrie admissible, le taux de compactage minimum acceptable, la définition de la méthode de vérification du pourcentage de vides d'air et les limites de variation de teneur en eau admissibles (*cf.* section 9.13.2.1). D'autres contraintes telles que la résistance au cisaillement drainée ou non des sols, la masse volumique apparente et la perméabilité (*cf.* section 9.13.2.3) peuvent être imposées – si elles sont des éléments cruciaux de la conception – car les valeurs de celles-ci peuvent varier dans les limites de tolérances fixées en matière de teneur en eau et de masse volumique apparente.
3. **Spécifications de performance** : basées sur l'évaluation de la performance effective de la digue. Par exemple, il peut être spécifié que le tassement total de la digue n'excède pas une hauteur donnée dans un délai déterminé après la fin de sa construction.

Les avantages et inconvénients des spécifications sur la méthodologie ou sur le produit fini sont explicités au tableau 9.25.

Tableau 9.25 **Avantages et inconvénients d'une spécification de méthode vs les obligations imposées au produit fini**

Type d'obligation	Avantages	Inconvénients
Spécifications sur la méthodologie	<ul style="list-style-type: none"> ● appropriées lorsque : <ul style="list-style-type: none"> ● les sols sont suffisamment homogènes ; ● leur teneur en eau peut varier largement, mais demeurer compatible avec les performances escomptées ; ● une appréciation peut être faite par planche d'essai sur une section de la digue; ● facilitent la gestion du chantier; ● réduisent le risque de retard pendant la construction (<i>cf.</i> section 10.4), ce qui diminue le risque de ramollissement ou dégradation des matériaux de remblai compactés en raison de la saisonnalité des travaux; ● convient à des entreprises expérimentées. 	<ul style="list-style-type: none"> ● moins de contrôle sur le produit fini; ● l'entreprise peut se montrer plus laxiste en matière de contrôle de la teneur en eau du matériau, ce qui affecte la masse volumique apparente et la porosité.
Spécifications sur le produit fini	<ul style="list-style-type: none"> ● appropriées lorsque les sols requièrent une surveillance accrue de leur teneur en eau pour être conformes aux exigences de performance. 	<ul style="list-style-type: none"> ● risque de retard de construction; ● chantier plus difficile à gérer; ● plus adapté pour des entreprises moins expérimentées.

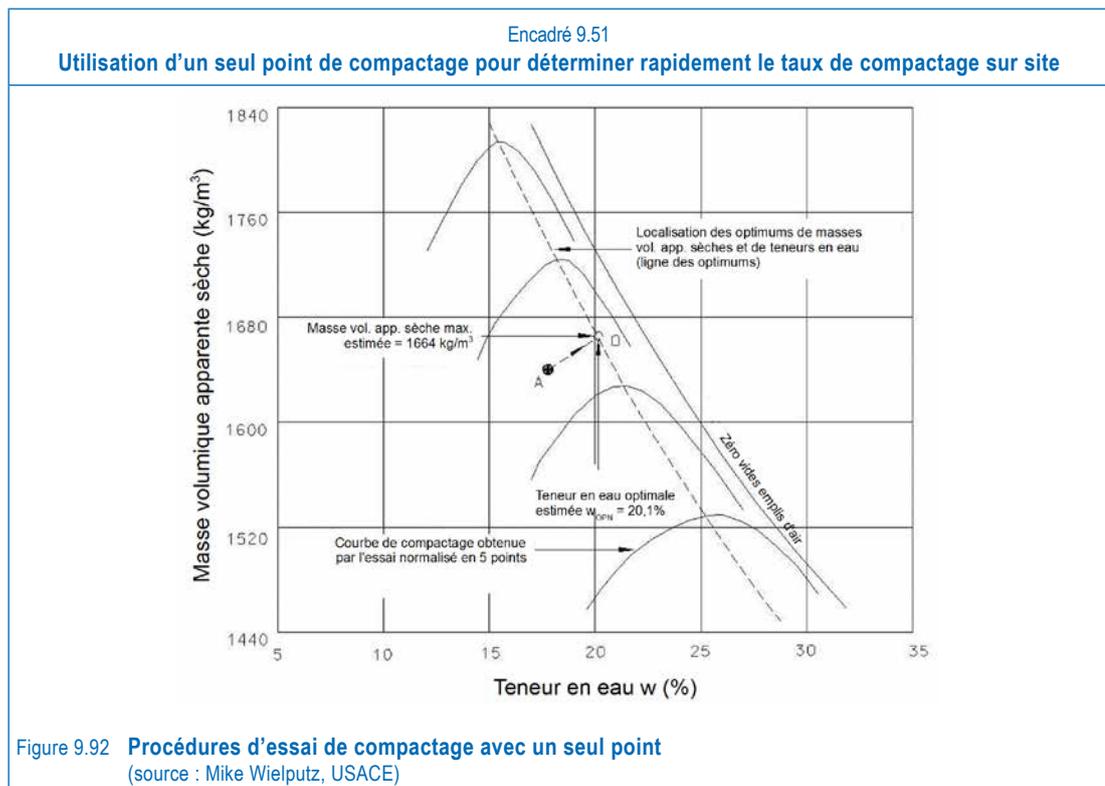
Le développement d'une méthode de contrôle du compactage doit suivre le processus suivant :

1. **identifier les objectifs de performance**, y compris les différents niveaux recherchés pour la stabilité, ainsi que le contrôle des infiltrations, de la surverse et de l'érosion ;
2. **décider la méthodologie d'approche pour les spécifications** ;
3. **définir les critères des spécifications** sur la base de données résultant d'essais en laboratoire fondés sur les études de sol ;

4. **finaliser les critères des spécifications contractuelles** après la réalisation des essais *in situ* effectués au stade du début des travaux de construction :
 - i. les résultats des essais préliminaires peuvent suffire à guider le concepteur pour la préparation des spécifications finales, mais aussi se révéler conservateurs et coûteux ;
 - ii. il est possible d'effectuer une planche d'essais ou de construire une section test de digue pour affiner les spécifications, et baser les critères sur la performance effective des matériaux lorsque cette construction est effectuée avec la procédure de compactage choisie. Ceci est particulièrement important pour les digues construites sur des fondations compressibles, lorsque le poids volumique des matériaux utilisés peut se révéler nettement supérieur aux valeurs minimums demandées à la conception et, par suite, conduire à des ruptures imprévues des sols de fondation ou à un tassement excessif.
5. **Suivre attentivement le compactage en cours de construction** : dans le cas de spécifications sur le produit fini, le travail fourni par l'atelier de compactage doit être contrôlé par des essais appropriés. Les méthodes pouvant être utilisées pour ces essais sont données aux sections 7.8 et 10.4.2. Les essais de base nécessaires sont ceux associés à la classification du sol, tels que la granulométrie et les limites d'Atterberg, ainsi que les valeurs de teneur en eau et de masse volumique apparente garantissant la conformité aux exigences de poids volumique et de résistance.

Si l'on utilise des spécifications sur le produit fini, il peut être nécessaire d'implanter un laboratoire de chantier. Les délais de construction peuvent alors être réduits par la mise en œuvre de méthodes d'essais rapides de contrôle de teneur en eau et de masse volumique apparente. En ce qui concerne la détermination de la masse volumique apparente, les gamma-densimètres fournissent actuellement de bonnes corrélations avec les essais de densité *in situ*. Quant à la teneur en eau, il existe plusieurs méthodes applicables telles que les applications de type nucléaire, micro-ondes ou plaque chauffante. Il est recommandé de procéder à des essais afin de déterminer la méthode offrant les meilleures corrélations avec les méthodes normalisées (séchage à l'étuve), et de bien comprendre les limites de précision.

Lorsque les matériaux d'emprunt changent significativement de catégorie pendant leur mise en œuvre, il peut s'avérer difficile d'effectuer de manière précise le contrôle de masse volumique apparente sur site pour un projet de digue. Des moyens tels que décrits aux encadrés 9.51 et 9.52 contribuent à effectuer des contrôles rapides par des essais *in situ*, bien que ces techniques soient plus communément utilisées aux États-Unis qu'en Europe.



Encadré 9.51 (suite)

Utilisation d'un seul point de compactage pour déterminer rapidement le taux de compactage sur site

Plusieurs essais de compactage sont effectués sur des échantillons du matériau à tester, en utilisant différentes énergies de compactage prédéfinies. Ceci permet de dresser un ensemble de courbes reflétant la variabilité du sol à compacter (plutôt que la méthode de compactage). Une fois cet ensemble de courbes établi, une ligne passant par les optima de masses volumiques apparentes sèches maximales et de teneurs en eau optimale peut être définie. Les points pour chaque échantillon (du côté sec de l'optimum) peuvent être extrapolés, comme exposé à la figure 9.92, afin de déterminer la teneur en eau optimale et la masse volumique apparente sèche maximale pour cet échantillon spécifique de manière raisonnablement fiable.

Notes :

1. Le point A résulte d'un essai de compactage en un point à partir d'un matériau prélevé lors d'un essai de densité *in situ*. Ce point doit être du côté sec de la teneur en eau optimale.
2. Le point O correspond à la teneur en eau optimale et à la masse volumique apparente sèche maximale du matériau de remblai sur la base d'une projection du point A approximativement parallèle aux courbes de compactage adjacentes.
3. Le point A doit se situer dans la limite de 3 % de la ligne des optimums.

Encadré 9.52

Utilisation de deux points de compactage pour déterminer rapidement le compactage sur site

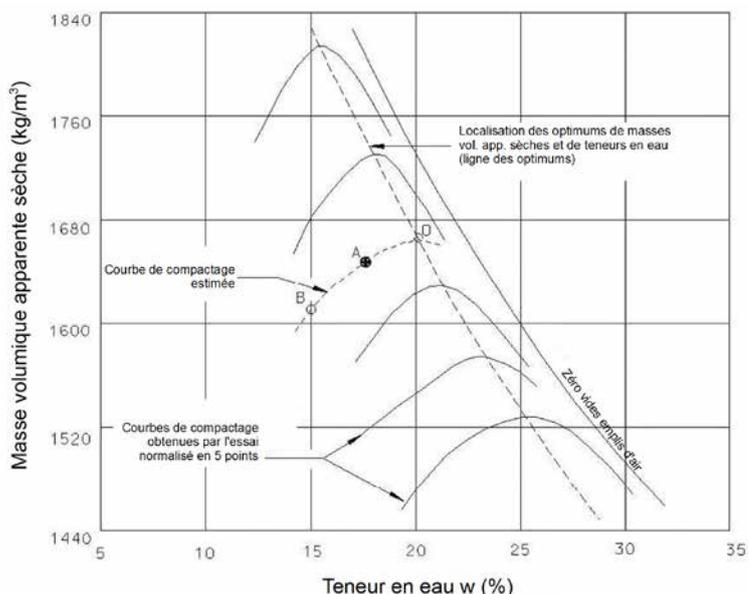


Figure 9.93 **Procédure de compactage en deux points**

(source : Mike Wielputz, USACE)

Plusieurs essais de compactage sont effectués sur des échantillons du matériau à tester, en utilisant différentes énergies de compactage prédéfinies. Ceci permet de dresser un ensemble de courbes reflétant la variabilité du sol à compacter (plutôt que la méthode de compactage). Une fois cet ensemble de courbes établi, une ligne passant par les optima de masses volumiques apparentes sèches maximales et de teneurs

en eau optimale peut être définie. Les points pour chaque échantillon (du côté sec de l'optimum) peuvent être extrapolés, comme exposé à la figure 9.93, afin de déterminer la teneur en eau optimale et la masse volumique apparente sèche maximale pour cet échantillon spécifique de manière raisonnablement fiable.

Notes :

1. Les points A et B résultent d'un essai de compactage en deux points à partir de matériau prélevé lors d'un essai de densité en place. Ces deux points doivent être du côté sec de la teneur en eau optimale.
2. Les courbes de compactage estimées sur la base des points A et B permettent de déterminer la position du point O sur la ligne des optima, qui permet ainsi d'estimer la teneur en eau optimale et la masse volumique apparente sèche maximale du matériau.
3. L'un des points doit se situer dans la limite de 3 % de la ligne des optima.

9.13.2.3 Autres contrôles sur les matériaux de remblai

Les autres vérifications usuelles applicables à des matériaux de remblai comprennent :

1. Exclusion de matériaux non compatibles

Les matériaux qui pourraient avoir des conséquences négatives sur la performance du terrassement doivent normalement être éliminés des spécifications (par exemple Highways Agency, 2009), à savoir :

- la tourbe, les matériaux provenant de zones marécageuses, de marais et autres alluvions. Aux États-Unis, ils sont définis comme ayant une teneur pondérale en matière organique supérieure à 4 % (bien que, dans certains cas où des herbes marécageuses décomposées sont présentes, des teneurs jusqu'à 9 % ont été admises sous réserve que l'on puisse démontrer que cela n'affecterait pas la performance des argiles) ;
- le bois et ses déchets tels que les bûches, souches, racines et matériaux périssables (y compris autres déchets), le métal, le caoutchouc, le plastique et autres matériaux synthétiques ; ces matériaux peuvent soit être exclus, ou des limites en teneur précisées comme, par exemple, un maximum de 1 % en volume ;
- les matériaux gelés ;
- les argiles dont la limite de liquidité excède 90 %, ou dont l'indice de plasticité est supérieur à 65 % (cette limite peut varier en fonction de la disponibilité des matériaux) ;
- les matériaux susceptibles de combustion spontanée (comme le charbon) ;
- les sols susceptibles de retrait et de gonflement ;
- les matériaux contaminés par des produits chimiques dangereux ou contenant des composants chimiques qui pourraient affecter la pérennité des ouvrages, ou nécessitant des mesures spéciales pour leur excavation, leur manipulation ou leur entreposage, transport, mise en place et mise au rebut en raison de leurs propriétés chimiques ou physiques dangereuses.

S'agissant d'ouvrages destinés à retenir l'eau, il peut également être nécessaire d'ajouter d'autres restrictions et de disqualifier l'usage de matériaux pouvant se détériorer dans le temps en présence d'eau. Deux exemples en sont :

1. la teneur en sel (NaCl) du fluide interstitiel, qui ne doit pas excéder 4 g/litre d'eau du sol ;
2. la teneur en carbonates de faible ou moyenne masse volumique, qui ne doit pas excéder 25 % du volume de matériau de remblai mis en place

2. Contrôles de la granulométrie des matériaux

Il conviendra normalement d'imposer des limites de granulométrie des matériaux de remblai utilisés dans la construction de digues ou travaux annexes et d'adopter des spécifications standard chaque fois que c'est possible pour éviter des coûts excessifs. La distribution granulométrique des matériaux utilisés doit correspondre aux exigences présentées à la section 9.13.3.

De nombreux sols argileux ne sont pas homogènes et peuvent contenir des couches de sable ou des lentilles sableuses (cf. figure 9.94), ou même subir une ségrégation lors de leur mise en place. Sans surveillance, la teneur en sable de petites sections limitées de la digue peut conduire à des zones plus perméables que d'autres, et faciliter les infiltrations conduisant à augmenter le risque d'érosion interne. Il est possible que des lentilles sableuses ne soient pas identifiées lors de sondages traditionnels parce que le sable peut être réparti uniformément dans l'échantillon d'essai, mais une attention particulière aux études des zones d'emprunt – incluant des excavations tests – devrait permettre d'identifier un tel risque.



Figure 9.94 **Échantillon d'argile contenant des lentilles sableuses**
(source : Mike Wielputz, USACE)

3. Contrôles de résistance au cisaillement non drainée et drainés

Les contrôles de la résistance au cisaillement de sols non drainés et drainés (cf. section 9.13.1.3) des matériaux de remblai mis en place, et les masses volumiques apparentes, les teneurs en eau et porosités permettent à la fois le contrôle des matériaux utilisés et des méthodes de mise en place et de compactage.

4. Contrôles de la perméabilité

Lorsqu'elles sont cruciales, les exigences en matière de perméabilité, définies à la section 9.13.1.2, doivent être vérifiées par des essais appropriés.

9.13.3 Travaux de terrassement pour la rehausse ou la réparation de digues

Il est important de tenir compte des problèmes potentiels liés à l'utilisation de matériaux de remblai lors de la surélévation ou des réparations de digues existantes. Ceux-ci sont exposés dans la présente section, en même temps que les méthodes de mise en œuvre. Un exemple de projet incluant un nombre de ces préconisations est donné à l'encadré 9.53.

9.13.3.1 Géométrie

Surélever une digue ne se résume pas à ajouter du matériau sur la crête de la digue, en particulier si la crête existante a une largeur minimale ; auquel cas l'approche usuelle consiste à ajouter du matériau à la fois sur la crête et sur le talus côté terre (cf. figure 9.95), mais il est important d'assurer une bonne connexion entre la digue d'origine et le nouveau matériau de remblai afin de s'assurer que :

- le nouveau matériau de remblai ne glisse pas le long de la pente existante côté terre ;
- l'interface entre le matériau de remblai existant et l'ajout ne crée pas un chemin préférentiel pour les infiltrations.

Il est donc recommandé de retirer le sol de surface et la végétation existants en crête et sur le talus côté terre, puis de créer une série de redans (marches d'escalier) (cf. figure 9.96), sur lesquels est déposé et compacté le nouveau matériau. Il peut être nécessaire de vérifier que la granulométrie du nouveau matériau est compatible avec celle de l'existant et si nécessaire d'inclure une couche de filtration entre les deux.

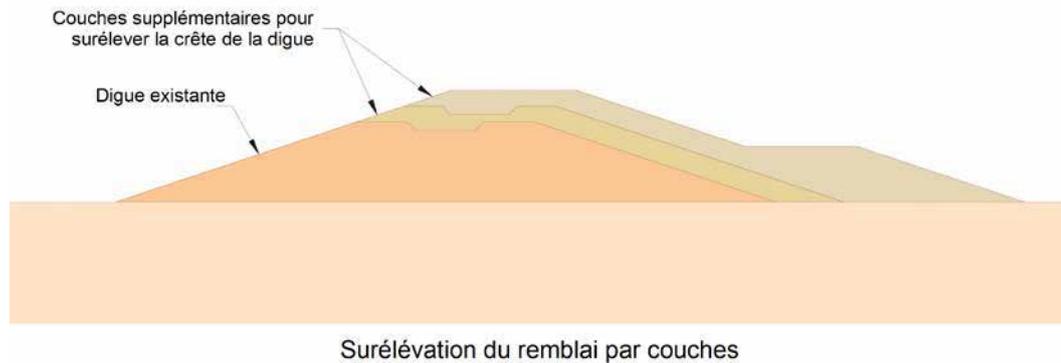


Figure 9.95 Utilisation de matériaux de remblai pour surélever une digue

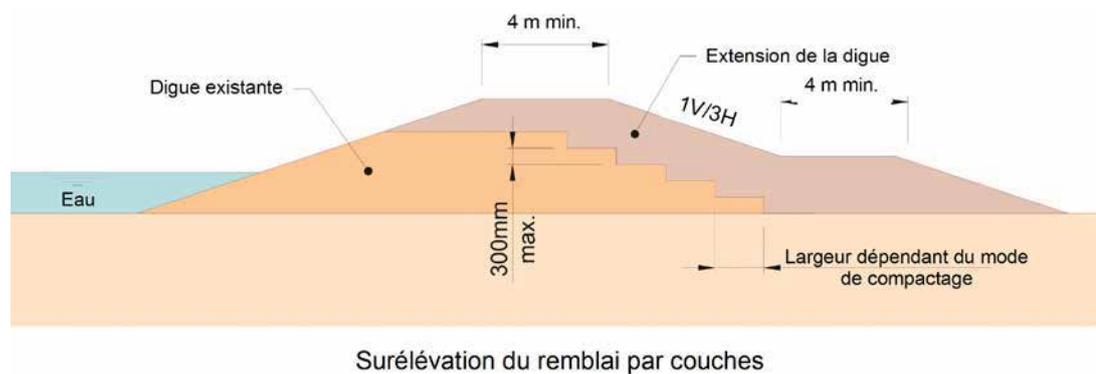


Figure 9.96 Interface entre matériaux de remblai existants et nouveaux matériaux pour la surélévation d'une digue

9.13.3.2 Perturbations sur la digue existante

Lorsqu'il est envisagé de déplacer une végétation établie ou une couche arable (en particulier dans des zones rurales), le concepteur doit être conscient que des digues anciennes peuvent avoir été construites uniquement à partir de couches arables. Dans cette hypothèse, il faut déterminer des limites aux excavations et prendre en compte l'interaction entre l'ancienne digue (constituée typiquement de sols mal compactés avec des vides) et la nouvelle digue (constituée de sols denses, bien compactés et imperméables).

Si nécessaire, il faudra créer un ancrage (ou clé d'étanchéité) dans la crête de la digue existante pour réduire le risque d'infiltrations (cf. figures 9.97 et 9.98). Il est également possible de mettre en place une couche drainante entre la digue existante et le nouveau matériau afin de prévenir les écoulements potentiels dans l'ancienne section, qui pourraient causer une sous-pression et une poussée sur les nouveaux remblais mis en place (cf. figure 9.99).

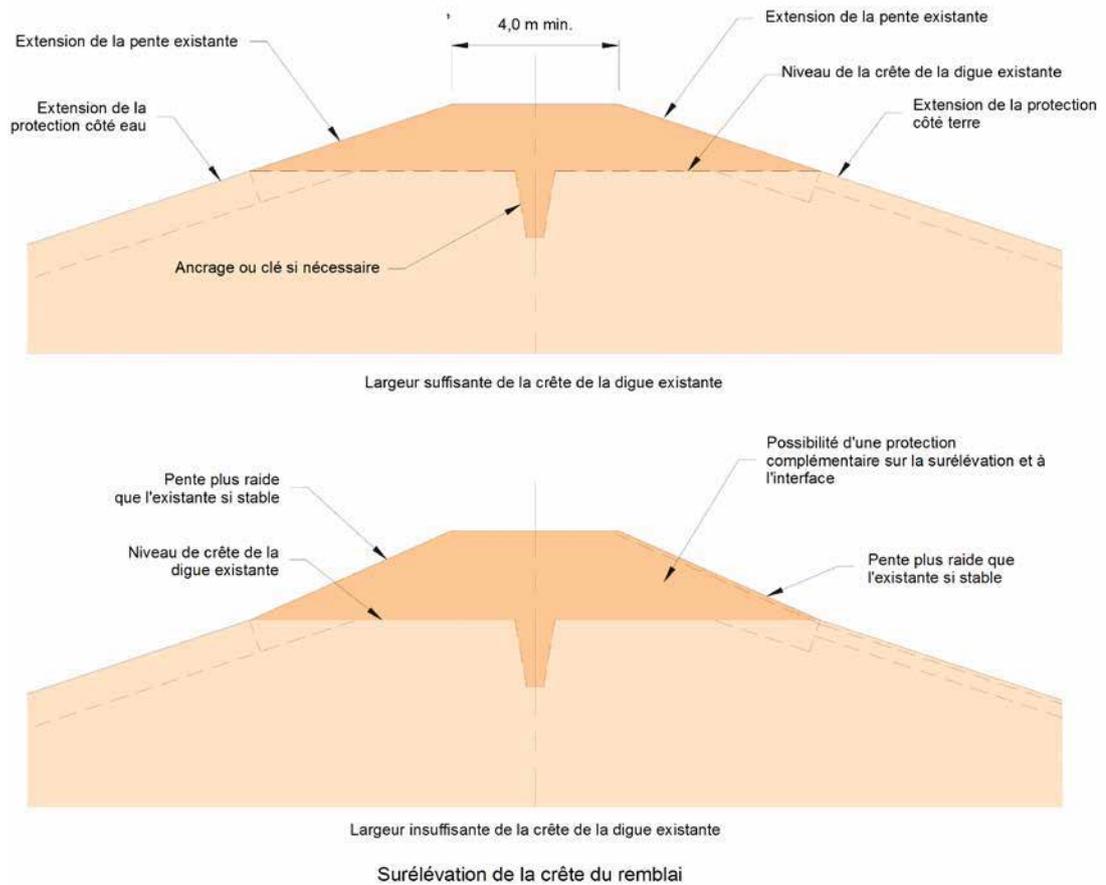


Figure 9.97 Utilisation d'une clé d'étanchéité pour prévenir un chemin d'infiltration lors de la surélévation de la digue

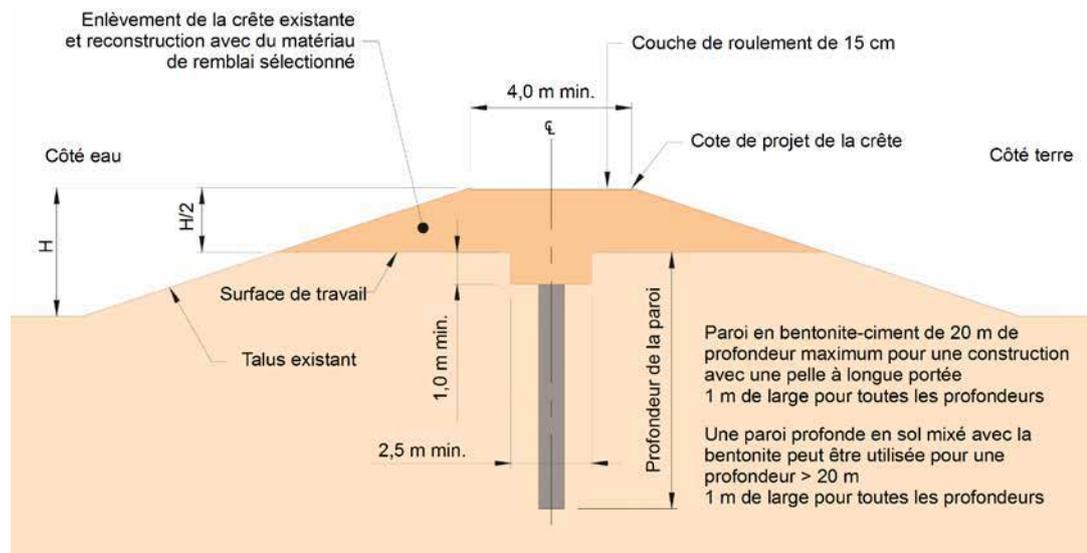


Figure 9.98 Utilisation de paroi étanche pour prévenir un chemin de percolation lors de la surélévation de la digue

(Pour plus d'informations sur les parois en terre-bentonite pour contrôler la perméabilité, voir encadré 9.50 à la section 9.13.1.2.)

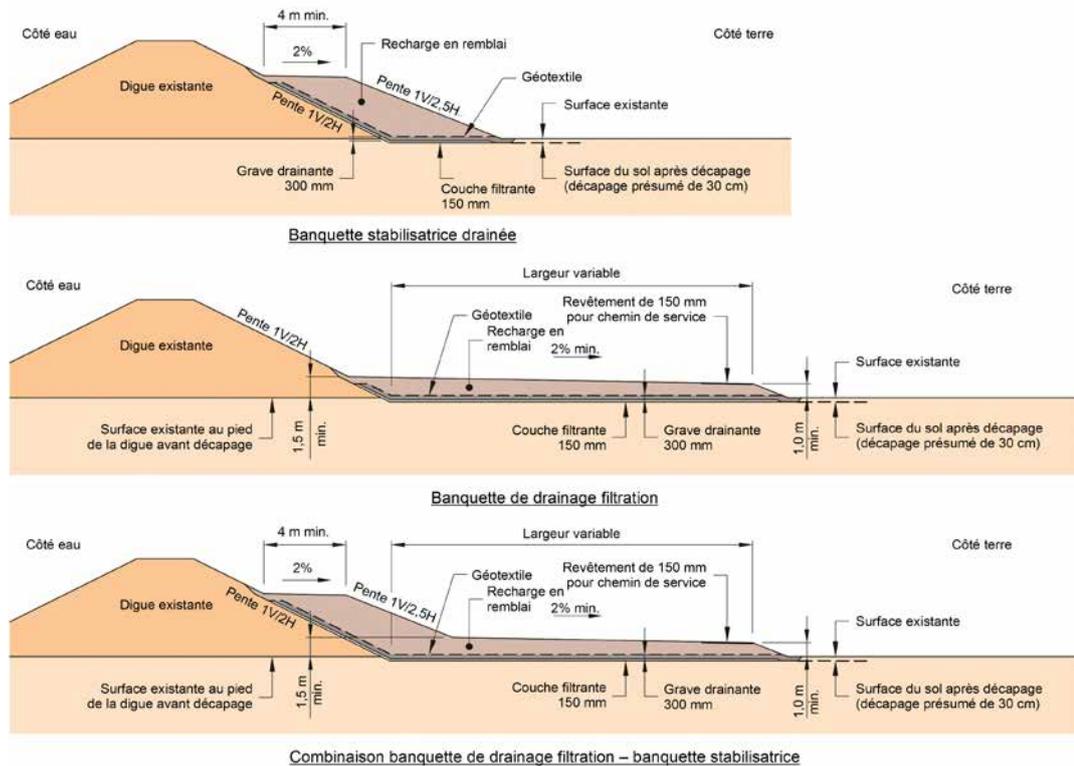


Figure 9.99 **Contrôle des infiltrations sous les nouveaux terrassements côté terre des digues**
(source : Mary Perlea, USACE)

9.13.3.3 Stabilité

Le poids additionnel du matériau de remblai en cas de surélévation d'une digue peut avoir un effet déstabilisant sur la digue existante. Il convient donc de tenir compte de ces travaux de terrassement additionnels pour toutes les conditions de surcharge possibles tout au long de l'existence de la digue, suivant les directives exposées à la section 9.9. En particulier, il faut noter que la plus grande épaisseur de matériau de remblai est souvent localisée côté terre de la crête d'origine, là où les mécanismes de défaillance à court terme en conditions non drainées sont les plus susceptibles de survenir.

9.13.3.4 Tassement

Le tassement lié à la surélévation d'une digue se produit le plus souvent côté terre de la nouvelle crête car c'est là qu'est mise en place la plus forte épaisseur du nouveau matériau de remblai. L'amplitude du tassement doit être évaluée et tout tassement différentiel prévisible contrôlé selon les méthodes appropriées (cf. section 9.12.1). Les approches communément utilisées incluent un contrôle attentif de la pente côté terre ou l'utilisation de géotextiles (cf. section 9.13.4).

9.13.3.5 Utilisation des structures en crête et compactage du nouveau matériau de remblai

Lorsqu'on utilise les structures en crête pour supporter le nouveau remblai, les principaux critères à considérer sont la stabilité, l'étanchéité et le tassement. Les questions les plus spécifiques sont :

- la réalisation des interfaces entre anciennes et nouvelles structures ;
- le compactage du remblai contre les nouvelles structures en crête, parce qu'il peut accroître les charges latérales sur le mur et affecter sa performance ;
- les infiltrations et l'érosion interne (par exemple, des couches filtrantes sont-elles nécessaires entre le matériau de remblai et le mur ?).

La section 9.14 fournit plus d'informations sur la conception de crêtes.

Des exemples caractéristiques d'utilisation de structures en crête construites pour supporter le nouveau remblai sont donnés à la figure 9.100.

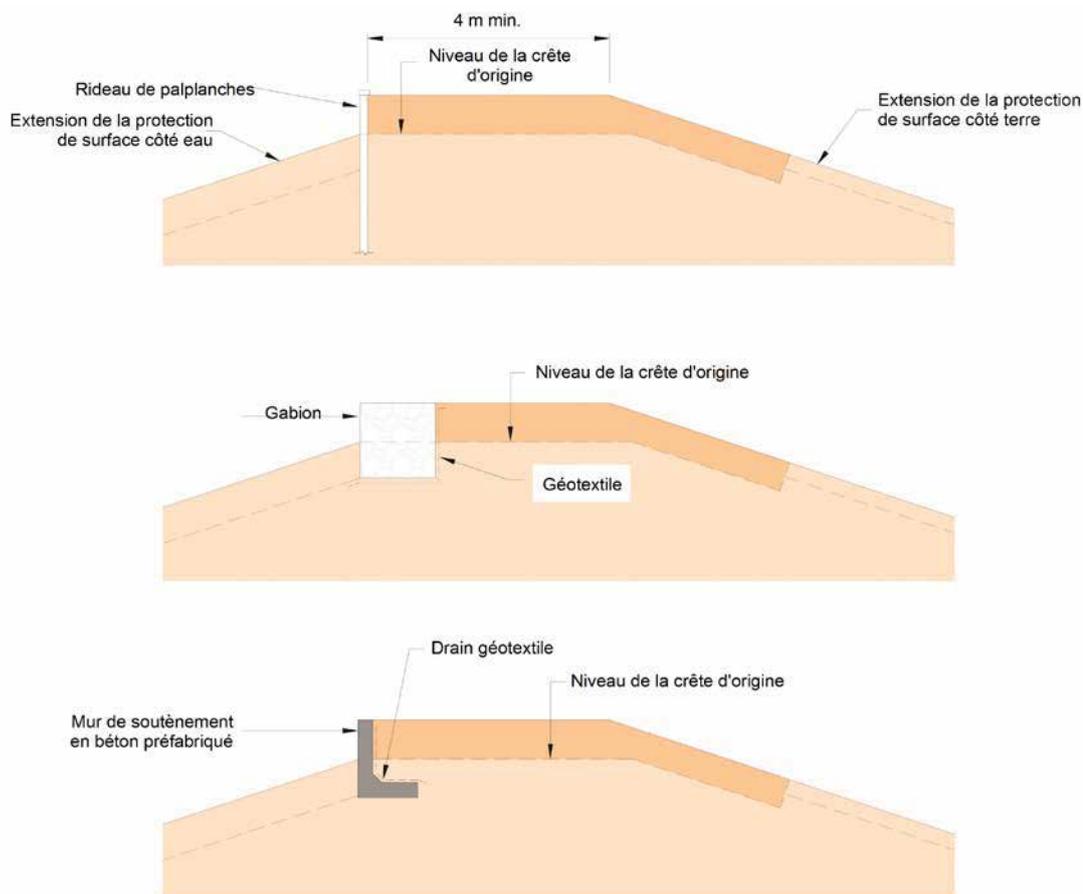
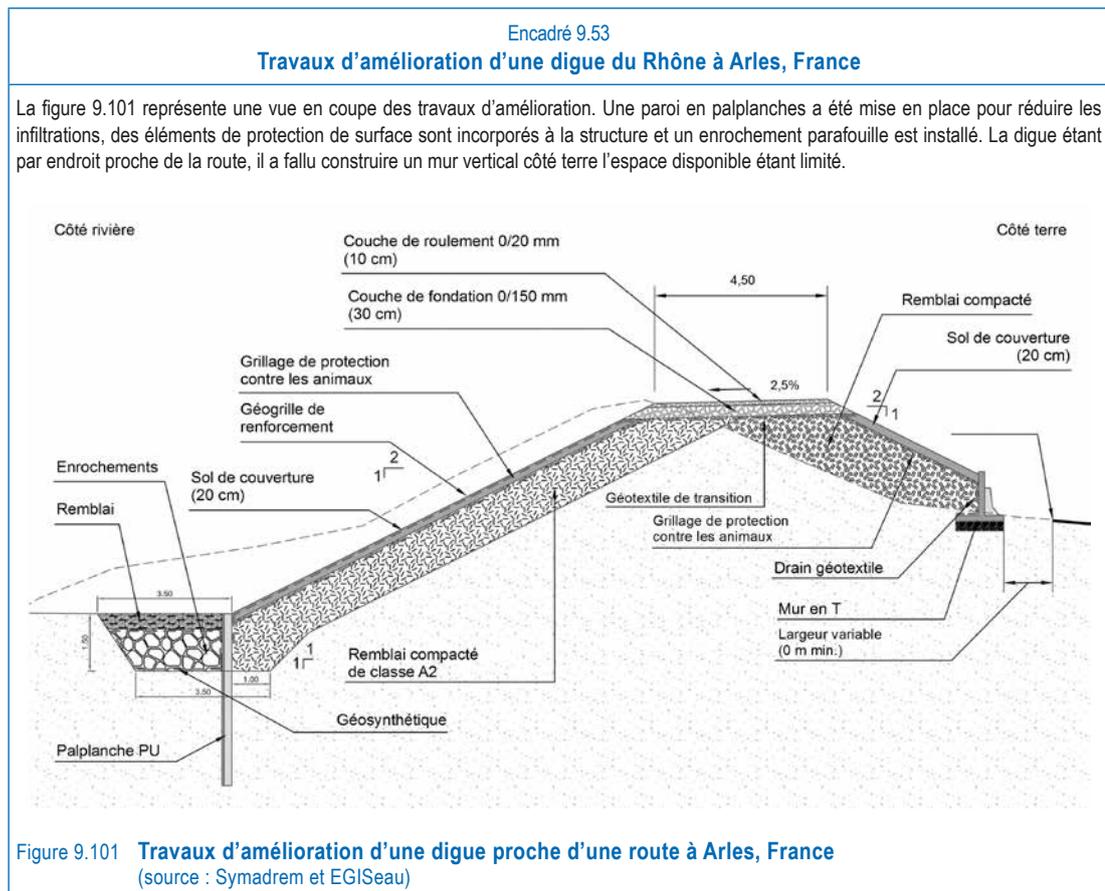


Figure 9.100 Utilisation de structures en crête pour faciliter la surélévation du niveau de crête

9.13.3.6 Résistance à l'érosion externe et aux infiltrations

Tous travaux sur ou autour d'une digue peuvent laisser la surface de la digue nue et vulnérable à l'érosion externe. Les concepteurs doivent tenir compte de ce facteur et prendre les mesures appropriées pour que le niveau de résistance soit suffisant à court terme (cf. section 9.6). Si l'on envisage un enherbement à long terme, on peut réfléchir, par exemple, à l'utilisation de géotextiles imprégnés de gazon.



9.13.4 Utilisation de géotextiles dans la construction de digues

Le développement croissant d'une gamme de matériaux manufacturés et éprouvés a conduit à utiliser de plus en plus fréquemment les géotextiles pour améliorer divers aspects de la performance des digues. Il existe des exemples courants :

- géotextiles de filtration tissés ou non tissés pour créer des transitions stables et résistant à l'érosion entre différents types de matériaux et pour prévenir notamment la suffusion ;
- couches de surface résistant à l'érosion, facilitant la pousse d'herbes et protégeant la crête, la pente côté terre et le pied de digue de l'abrasion causée par une surverse ou par des franchissements de vagues ;
- géosynthétiques bentonitiques utilisés principalement pour imperméabiliser la digue côté eau et empêcher les écoulements ;
- géogrids (faites de matériaux tels que les fils polyester enduits de PVC) pour renforcer la base ou le parement côté terre de la digue.

Lorsque des géotextiles sont utilisés comme couches filtrantes, les calculs de conception peuvent être effectués au moyen des outils fournis à la section 8.5.5.2. Il faut tenir compte, pour cela :

- de la variabilité des matériaux ;
- de l'endommagement potentiel à la mise en place ;
- du colmatage ou autres dommages au filtre au fil du temps, accroissant les pressions interstitielles au cœur de la digue et/ou les sous-pressions sous le géotextile ;
- des dommages à l'intégrité du système de filtration causés par les animaux fouisseurs ou la poussée d'arbres ou arbustes.

Les figures 9.102, 9.103 et 9.104 illustrent comment géotextiles et géogrilles peuvent être utilisés (Heerten et Werth, 2012) pour renforcer à la fois la résistance à l'érosion externe et la stabilité des digues. Concernant la stabilité, ils peuvent :

- réduire de manière significative l'instabilité de masse potentielle (cf. encadré 9.54) ;
- fournir une résistance aux charges sismiques dans les régions propices aux tremblements de terre.

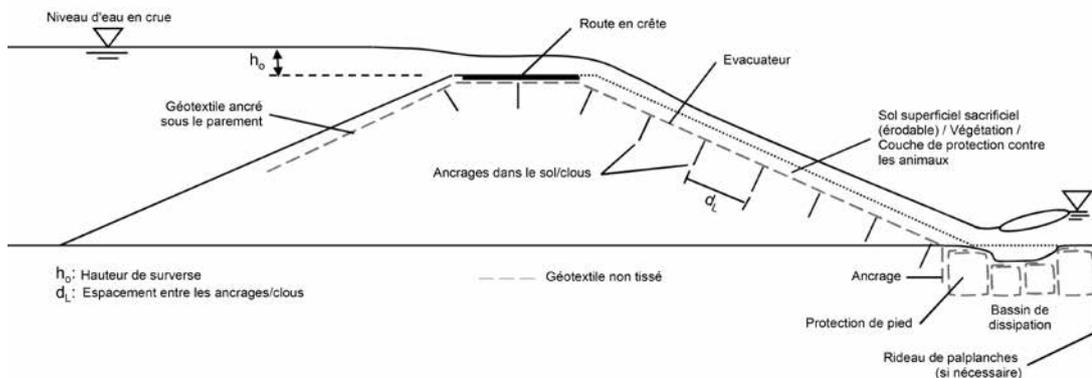


Figure 9.102 **Protection de la crête contre la surverse au moyen de l'utilisation combinée de géogrille/géosynthétique non-tissé et de broches de fixation** (d'après Haselsteiner *et al.*, 2007)

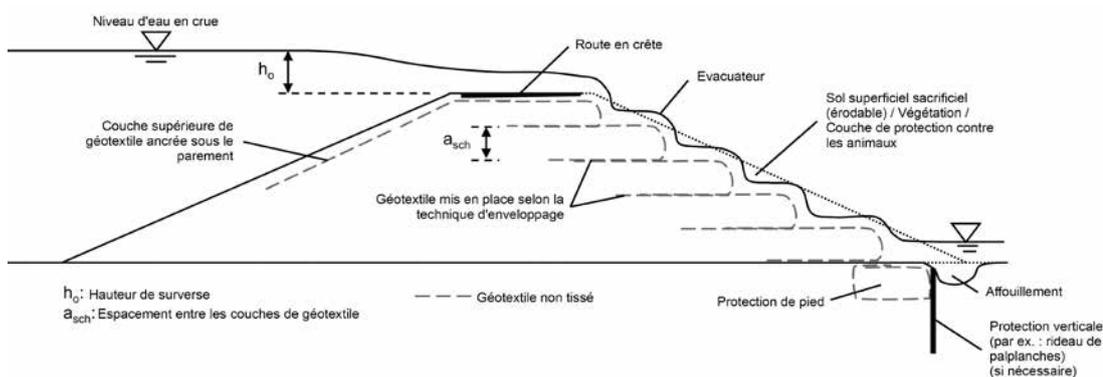


Figure 9.103 **Protection anti-surverse intégrée suivant la méthode de confinement** (d'après Haselsteiner *et al.*, 2007)

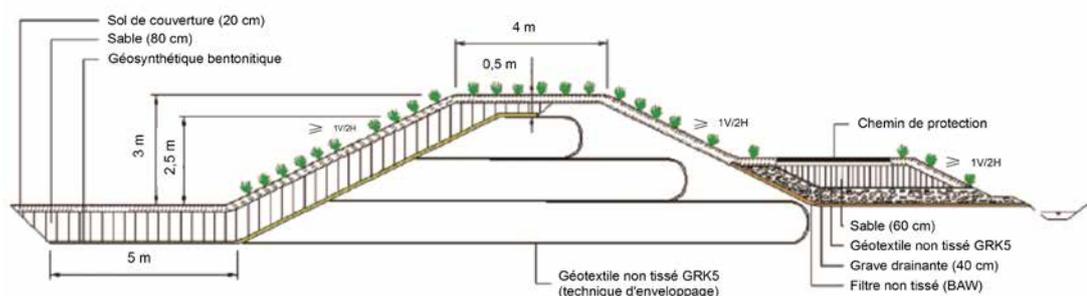


Figure 9.104 **Vue en coupe d'une digue sur le fleuve Oder, Pologne, après restauration** (source : Heerten, 1999)

Toutefois, il faut savoir que les géotextiles peuvent introduire des défauts susceptibles d'affecter la performance d'une digue. Par exemple :

- les géogrilles utilisées pour renforcer une digue peuvent fournir une voie d'infiltrations à travers ou sous la digue ;
- les filtres géotextiles mis en place en dessous de la face côté terre de la digue peuvent se colmater, puis être soulevés par les pressions interstitielles à l'intérieur de la digue en période de crue.

Encadré 9.54

Utilisation de géosynthétiques pour améliorer la stabilité d'une digue, La Nouvelle-Orléans, États-Unis



Des géotextiles, installés à la base des digues prévues pour réduire les risques liés aux ouragans dans la région de La Nouvelle-Orléans, fournissent une résistance au cisaillement supplémentaire dans les endroits où les contraintes d'emprise ne permettent pas la construction de larges bermes stabilisatrices. Le géotextile apporte la résistance requise pour atteindre le niveau de sécurité nécessaire à la stabilité globale. Sur la figure 9.105, on peut voir un géotextile à haute résistance qui a été mis en place et tendu à la base de la digue en cours d'agrandissement. L'ancienne digue, dont une partie a été creusée au préalable, deviendra une partie du remblai côté terre de la nouvelle. Le géotextile est placé au-dessus de la surface excavée de l'ancienne digue. Les longueurs de bermes des deux côtés sont réduites par l'introduction de ce renforcement.

Figure 9.105 **Géotextile hautement résistant utilisé à la base de la digue de la Nouvelle-Orléans**
(source : Mike Wielputz, USACE)

Des géosynthétiques bentonitiques (GSB) peuvent être incorporés dans une digue (cf. figure 9.106) construite avec un matériau de remplissage plus perméable que ceux habituellement utilisés pour un tel ouvrage, afin de réduire les infiltrations et l'érosion interne. Les GSB sont utilisés depuis de nombreuses années comme barrières d'étanchéité environnementales pour des décharges, fosses contaminées et ouvrages similaires (Heerten et Werth, 2012), et présentent les avantages suivants :

- faible perméabilité ;
- propriétés auto-cicatrisantes ;
- bonne tenue dans le temps ;
- bonnes propriétés de frottement pour les pentes du remblai ;
- bon contrôle-qualité d'un produit manufacturé.

Cependant, la performance des GSB peut être affectée par la pénétration de racines et les dégâts causés par les animaux fouisseurs. Ces effets peuvent être contrés par :

- la conception de la coupe transversale type ;
- l'utilisation de couches de couverture non cohésives que les animaux fouisseurs n'apprécient pas (cf. section 9.12.3.2) ;
- des techniques d'ingénierie complémentaires.

Une couche de confinement de 800 millimètres est recommandée par-dessus les GSB afin de supporter les effets climatiques (DWA, 2005). Des informations additionnelles sur l'utilisation et la construction à partir des géosynthétiques bentonitiques peuvent être trouvées dans les ouvrages spécialisés (par exemple BAW 2006, DGGT 2002, Heerten 2007 et Saathoff et Werth 2003).



Figure 9.106 **Revêtement de géosynthétique bentonitique incorporé à une digue de sable à Elgin, Écosse**
(source : Mark Donoghue, Royal HaskoningDHV et Moray Flood Alleviation)

Il est notoire que certains aspects des performances de géotextiles se détériorent avec le temps. Pour les géogrilles, des facteurs de diminution de résistance sont communément pris en compte pour :

- la variabilité des matériaux ;
- les dommages potentiels lors de la mise en place ;
- la diminution de résistance par fluage ;
- la corrosion des renforts métalliques ;
- la diminution de résistance causée par la température.

9.13.5 Méthodes innovantes d'amélioration des sols

9.13.5.1 Pneumatiques broyés ou en balles

Les pneumatiques (sous quelque forme qu'ils soient) peuvent être utilisés pour réduire le poids de digues construites sur des terrains souples en remplacement de remblais constitués d'agrégats argileux légers, de béton léger, de cendres volantes (PFA) et de blocs de polystyrène expansé ; un remblai léger à partir de pneumatiques peut être conçu à partir de balles, de pneumatiques entiers, déchiquetés (de 50 à 300 millimètres) ou de brisures (de 10 à 50 millimètres). Le choix sera guidé par les coûts relatifs de traitement, de transport et par les disponibilités locales, de même que les exigences du site et celles spécifiques à l'ouvrage.

Ce matériau, utilisé sous formes de balles ou déchiqueté, accroît en outre la résistance au cisaillement et améliore la stabilité.

Aux États-Unis et au Royaume-Uni, des normes ont été définies pour la production et l'utilisation de **broyats de pneus** (ASTM, 1998, PAS 108 :2007 et PAS 107 :2012) dans les travaux de génie civil. Les avantages spécifiques du matériau comme remblai de digue sont :

- un tassement réduit (après mise en charge initiale) ;
- une stabilité accrue en raison de sa faible densité ;
- les améliorations en matière de résistance et de déformation lorsque mélangé à des sols argileux de plasticité modérée ;
- un meilleur angle de frottement lorsque mélangé à des sols d'argile limoneuse plastique ;
- une valeur de cohésion des broyats de 8 à 11 kPa ;
- une forte compressibilité lors de la mise en charge initiale, mais une raideur accrue et une moindre compressibilité lors des mises en charge ou décharge ultérieures.

Au Royaume-Uni, une norme a été définie pour la production et l'utilisation de balles de pneumatiques (PAS 108 :2007) pour les travaux de génie civil. Leurs caractéristiques de matériaux inertes, durables, drainants, de faible densité et de forte résistance au cisaillement sont particulièrement intéressantes (HR Wallingford, 2005). Leur utilisation dans une digue sur le fleuve Witham près de Lincoln, Royaume-Uni, est décrite à l'encadré 9.55. La diminution des pressions globales exercées par une digue constituée en partie de balles de pneumatiques réduira le risque de défaillance des talus ou des fondations ainsi que l'amplitude du tassement ; les broyats ou balles peuvent donc être utilisés pour améliorer la stabilité de masse, sous réserve que les charges moindres n'augmentent pas le risque de soulèvement par sous-pressions (*cf.* sections 9.9 et 9.10). Comme les pneumatiques sont très perméables, il est crucial de tenir compte des exigences de conception d'autres parties de la digue pour le contrôle des écoulements et de l'érosion interne (*cf.* section 9.8).

On peut aussi utiliser des pneumatiques individuels pour le renforcement de digues (Sayao *et al.*, 2002), mais leur usage en Europe est limité en raison des restrictions en matière de contrôle de la gestion des déchets applicables aux pneumatiques entiers.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

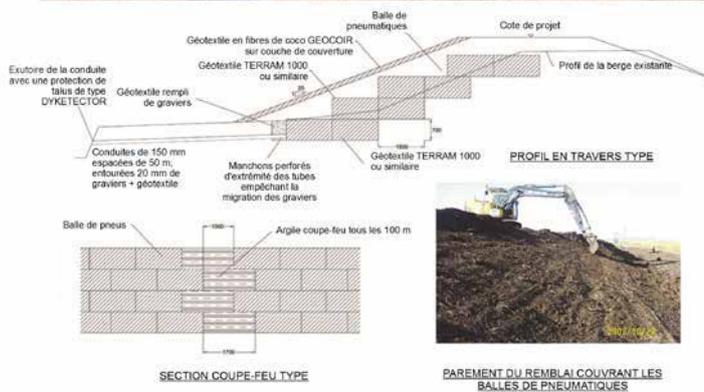
10

Encadré 9.55

Utilisation de balles de pneus pour la construction d'une digue au Royaume-Uni
(HR Wallingford, 2005)



La Environment Agency au Royaume-Uni a identifié la nécessité de réparer et surélever certains remblais de protection contre les inondations dans le Lincolnshire. Les remblais le long du fleuve Witham ont été construits sur des fondations en tourbe, ce qui a créé des problèmes de stabilité et de tassement. L'utilisation de terre aurait nécessité que les pentes de talus aient un rapport de 1:4 pour en assurer la stabilité, et l'élargissement requis de l'emprise du remblai signifiait qu'il aurait empiété sur des lignes électriques de 11 kV et un fossé de drainage.



L'Agence, avec Bullen Consultants et May Gurney Construction, a développé un projet aux termes duquel des balles de pneumatiques seraient utilisées pour réduire l'emprise de la digue en raidissant les pentes de talus. Ce qui a permis de réduire les coûts et d'économiser de l'espace. Le projet consistait à élargir la crête à quatre mètres, modifier le profil du remblai, recréer la berme et la protection de pied (cf. figures 9.107 et 9.108). Il est estimé qu'une fois terminé, le projet aura utilisé plus d'un million de pneumatiques. S'agissant d'un projet pilote, l'Agence a mis en place un programme de surveillance de qualité de l'eau de surface impliquant un contrôle régulier.

Figure 9.107 **Utilisation de balles de pneumatiques pour la restauration de la digue**
(source : Environment Agency)



Figure 9.108 **Mise en place terminée sur une section de digue**
(source : Environment Agency)

9.13.5.2 Mélange de sol en profondeur

Une parmi les conséquences du changement climatique est la nécessité de surélever les digues pour faire face à la montée prévue du niveau des mers et aux risques accrus de crues importantes. L'habitude historique de construire des habitations sur ou à proximité du pied de talus côté terre des digues aux Pays-Bas au cours des siècles a rendu ce processus plus complexe. Si des constructions ont été édifiées dans ces zones, alors la digue ne peut pas être rehaussée par extension de son pied vers l'intérieur des terres.

De nombreux projets de recherche ont été menés aux Pays-Bas pour trouver des moyens innovants de rehausser les crêtes. L'un d'eux proposait d'utiliser le mélange sol-ciment en profondeur (de Kant et Wiggers, 2009). Cette technique consiste en un malaxage du sol en profondeur pour renforcer les fondations de la digue, renforcement impliquant l'utilisation de tarières (cf. figure 9.109) qui créent des colonnes de sol/ciment inclinées dans la pente côté terre de la digue et les sols mous du delta avant d'atteindre en fin de course la couche de sable dense du Pléistocène (cf. figure 9.110). Vu en plan, les blocs sont créés à intervalles réguliers en alternance avec du sol non stabilisé. L'espacement des blocs de sol/ciment est un élément crucial de la conception déterminé par les calculs d'équilibre limite de stabilité de la pente grâce à un modèle de calcul aux éléments finis.



Figure 9.109 **Mélange de sol en profondeur pour faciliter la surélévation d'une digue**
(d'après de Kant et Wiggers, 2009, source : Keller Ltd et Royal HaskoningDHV)

Aux Pays-Bas, où les sols compressibles ont une forte teneur en matière organique, il a été constaté que l'injection d'eau pendant le malaxage et l'utilisation d'un pourcentage relativement élevé de ciment au laitier de haut-fourneau (classe CEMIII) (de 200 kg/m³ à 300 kg/m³) étaient des facteurs importants pour permettre au sol traité d'atteindre les niveaux de résistance souhaités.

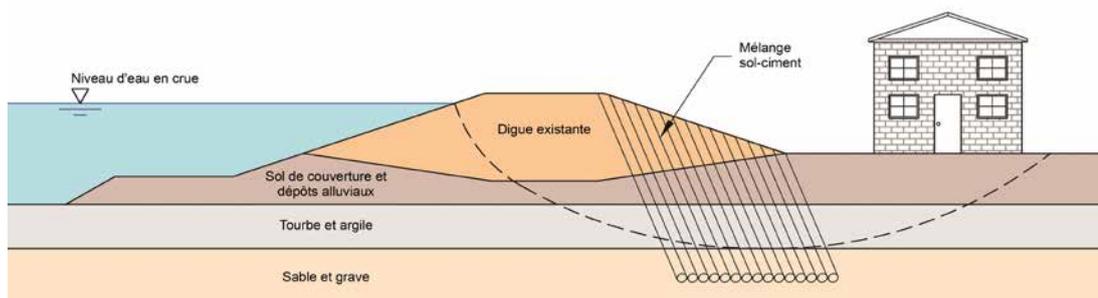


Figure 9.110 **Mélange de sol en profondeur pour stabiliser les digues**
(d'après de Kant et Wiggers, 2009, source : Keller Ltd et Royal HaskoningDHV)

L'un des avantages à utiliser des colonnes stabilisées par le ciment peut être de réduire l'écoulement d'eau sous la digue. Dans ce cas, les colonnes doivent être contiguës plutôt que de former des blocs (cf. figure 9.111).

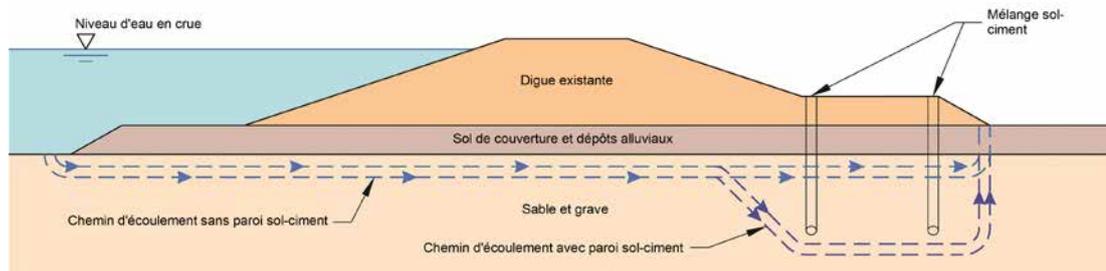


Figure 9.111 **Mélange de sol en profondeur pour contrôler les percolations**
(d'après de Kant et Wiggers, 2009, source : Keller Ltd et Royal HaskoningDHV)

9.14 DÉVERSOIRS

9.14.1 Introduction et contexte

Les principes clé de conception d'un déversoir sont les suivants :

1. **Sa capacité** : le déversoir évacuera-t-il une part suffisante du débit de crue de la rivière pour remplir sa fonction essentielle de faire baisser les niveaux d'eau en amont et/ou aval ?
2. **Sa durabilité** : la structure du déversoir sera-t-elle capable d'absorber les flux prévus pour la durée anticipée sans détérioration majeure ou défaillance ? Les déversoirs fonctionneront peu fréquemment. Leur structure doit être robuste pour résister à la force érosive des eaux de débordement, de manière à éviter leur défaillance, qui pourrait entraîner une inondation importante et imprévue ailleurs.

En outre, il est essentiel de maîtriser la destination des eaux déversées, c'est-à-dire gérer la capacité de stockage des champs d'expansion de crues et les impacts sur la sécurité publique.

Ces considérations doivent déterminer le choix de la localisation du déversoir (cf. section 9.5.1.4), orienter la conception hydraulique (cf. section 9.14.3) et les critères généraux de génie civil à considérer (cf. section 9.14.4).

La Section 9.5.1.4 explique que les déversoirs sur les digues fluviales se répartissent en deux types fonctionnels (Degoutte *et al.*, 2012) :

1. **les déversoirs de sécurité**, qui protègent les digues avoisinantes des dommages et de la rupture en canalisant et contrôlant les débordements au cours d'un événement dont la période de retour du niveau d'eau excède celle pour laquelle le reste de la digue a été conçu. Comme expliqué à la section 9.5.1.4, ces déversoirs, conçus pour résister à l'érosion de surverse, contrôlent l'évacuation de l'eau vers des zones à faible risque relatif. Le débordement au droit de déversoirs fait baisser les niveaux d'eau du fleuve, et en conséquence diminue le risque de débordements dans les sections avoisinantes de la digue. Les déversoirs de sécurité ne sont pas prévus pour entrer fréquemment en fonction. Dans les situations extrêmes, on peut créer des déversoirs de sécurité en démolissant de courtes longueurs d'une digue (« digues-fusibles »), par excavation ou minage contrôlés par exemple ;
2. **les déversoirs de dérivation** sont normalement conçus comme un élément du système de protection contre les inondations, et contrôlent les niveaux d'eau fluviaux en détournant une partie du flux additionnel soit vers un autre chenal, soit vers une zone sûre de stockage temporaire. Ces structures fonctionnent généralement de manière plus fréquente et dans des situations plutôt bien maîtrisées. Un exemple en est donné à l'encadré 9.56.

Bien que les rôles joués par les deux types de déversoir ci-dessus soient différents, le mode opératoire hydraulique fondamental est le même.

Les sections 9.14.5 à 9.14.8 rentrent plus dans le détail des types de déversoirs les plus importants.

Encadré 9.56
Un exemple de déversoir de dérivation sur le Rhône à Vallabrègues
 (Degoutte *et al.*, 2012)

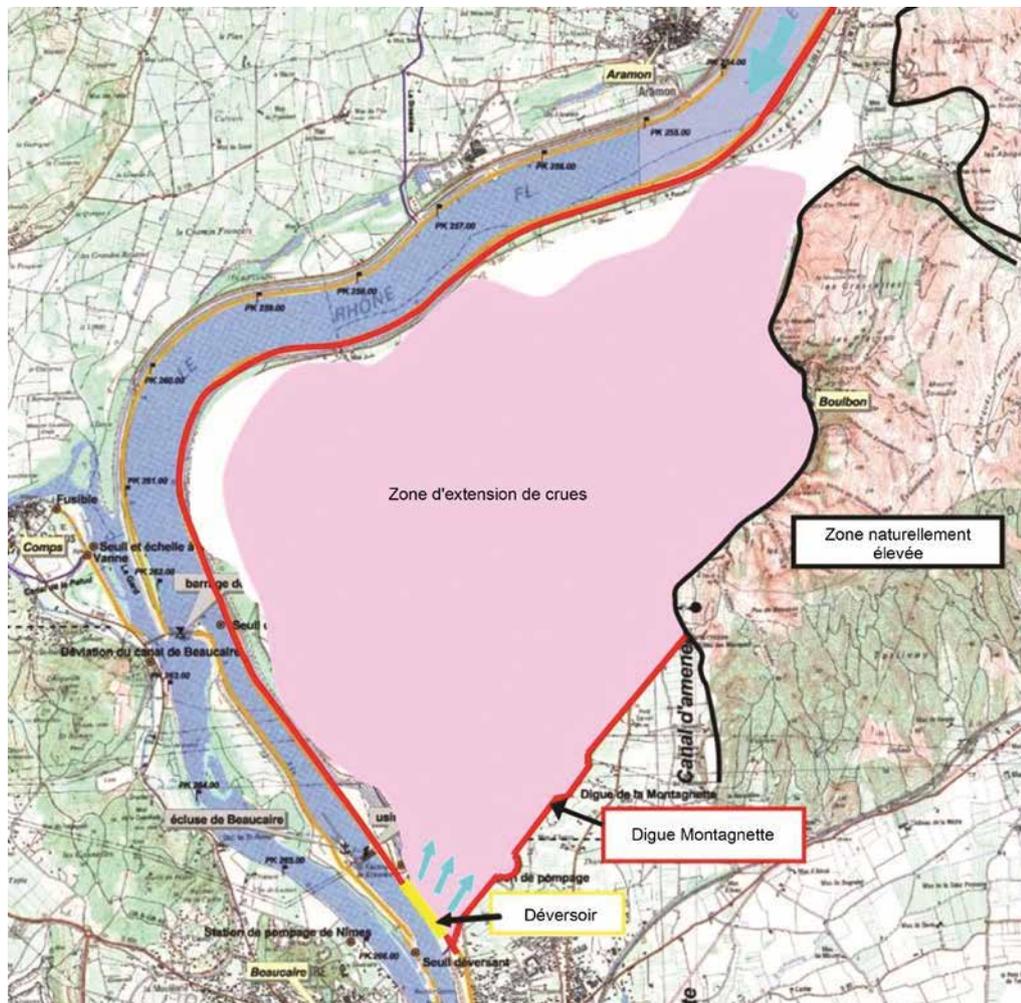


Figure 9.112 **Utilisation d'un déversoir sur la rive gauche du Rhône à Vallabrègues**
 (source : Degoutte *et al.*, 2012)

La figure 9.112 montre la localisation d'un déversoir sur la rive gauche du Rhône à Vallabrègues. Construit en 1969, il protège la ville de Tarascon. Le déversoir dirige l'eau vers une zone d'expansion de crues, bordée de digues et de terrains surélevés essentiellement à usage agricole. Le déversoir lui-même est un seuil calibré de 500 mètres de longueur avec une crête à la cote + 10,45 mètres. Il commence à entrer en action quand le débit de la rivière approche des 8 500 m³/s (une année sur dix). Lorsque le débit atteint 10 500 m³/s (une année sur cinquante), le niveau d'eau dans la zone de stockage atteint + 11,7 mètres (zone rose). Une année sur mille (14,160 m³/s), ce niveau atteint + 13,2 mètres (rose et blanc)

Source CNR Symadrem, fond de carte IGN

9.14.2 Conception hydraulique des déversoirs

La conception hydraulique des déversoirs inclut deux éléments interactifs qui sont :

- l'évaluation de l'impact du déversoir sur l'hydrogramme de crue ;
- le calcul du comportement hydraulique au niveau du déversoir lui-même.

La conception elle-même est un processus itératif entre ces deux éléments et peut impliquer différents modèles de calcul, voire des modèles physiques pour leur optimisation finale.

Pour l'évaluation de *l'impact du déversoir sur l'hydrogramme de crue*, les modèles hydrauliques développés pendant la caractérisation du site (*cf.* chapitre 7) sont étendus pour définir l'effet des composants déversoir/ digue-fusible d'un système d'endiguement sur l'amplitude et la dynamique des débits (hydrogrammes de crue). La figure 9.113 montre ceci sous la forme « d'un hydrogramme avec déversoir ». La capacité du déversoir/de la digue-fusible est déterminée par la hauteur d'eau au-dessus du niveau de débordement de la crête, la longueur de la section en question et la durée du débordement.

L'eau dérivée par débordement réduit le débit dans le réseau principal. Une conception appropriée d'une section de débordement empêche le niveau d'eau côté eau de dépasser les limites supérieures de la digue le long d'autres sections. Cependant, les niveaux d'eau du côté terre de la section déversante sont accrus comme illustré par les hydrogrammes en partie inférieure de la figure 9.113. Les zones ombrées en bleu des hydrogrammes de la figure 9.113 sont relatives aux débits dérivés par le déversoir. Les zones en jaune représentent le moment où l'eau détournée retourne à la rivière. Les hydrogrammes représentés seraient ceux obtenus si le déversoir fonctionnait en écoulement dénoyé, mais dans certains cas, il peut y avoir un contrôle préalable par augmentation des niveaux côté terre ou si les capacités de stockage sont restreintes.

Pour l'évaluation du comportement hydraulique au droit du déversoir/de la digue-fusible, les équations présentées à la section 8.2.2 fournissent une estimation acceptable du débit lorsque la digue ou le déversoir ont la forme d'un seuil. La définition du niveau de la crête et de la longueur du déversoir devient alors un processus itératif lié à d'autres aspects de la conception.

Toutefois, d'autres cas doivent être pris en compte quand :

1. les déversoirs peuvent être équipés de différentes sortes de vannes pour contrôler et réguler le flux vers la sortie. Les caractéristiques de débit des vannes et ouvrages associés, ainsi que leur fonctionnement, détermineront la quantité d'eau passant au-dessus de la digue ;
2. les digues-fusibles sont des sections de digue dont la crête est moins haute afin de permettre le débordement. Dans certains cas, ces digues-fusibles peuvent inclure des dispositifs pour amorcer l'érosion et une éventuelle brèche, qui peut comprendre des explosifs (*cf.* chapitre 6). L'étude hydraulique des sections de digues-fusibles peut se révéler complexe et implique une évaluation de la cinétique de la rupture au moyen des outils exposés à la section 8.10.

La mise au point de déversoirs/digues-fusibles implique typiquement un processus itératif pour obtenir un équilibre entre performance du déversoir et exigences techniques à mettre en œuvre selon les débits, la fréquence d'utilisation et les forces d'érosion en résultant.

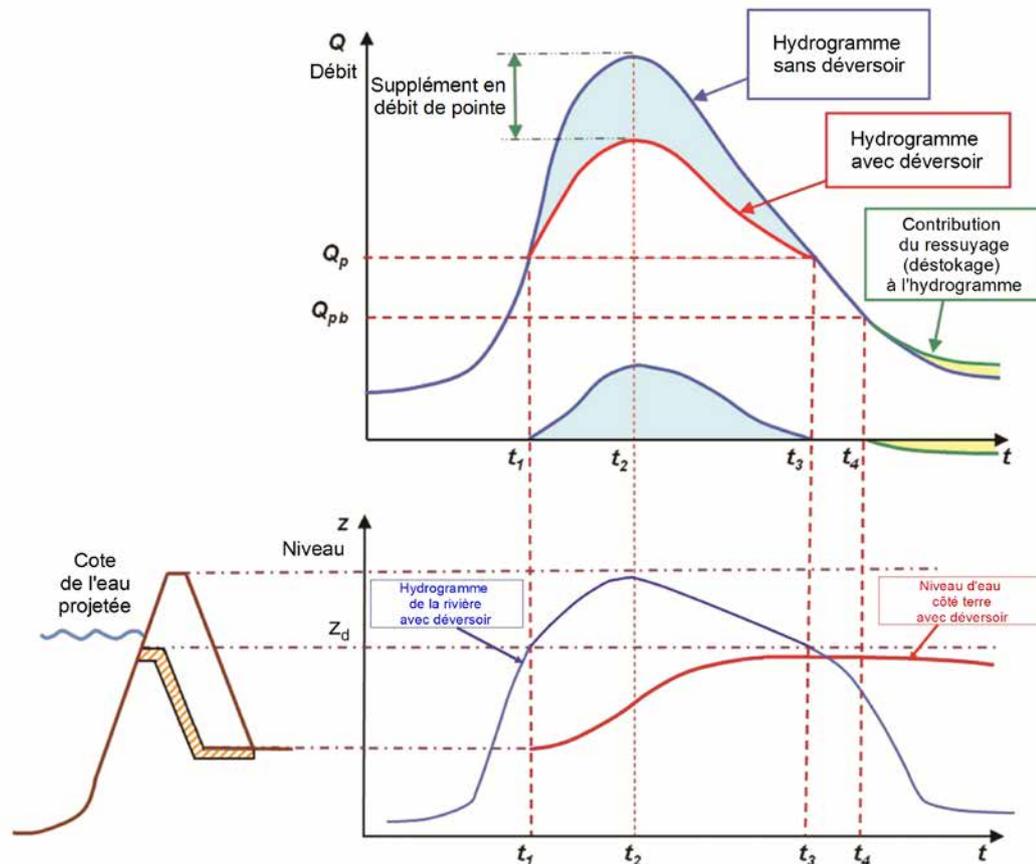


Figure 9.113 Effet de bouchon de déversoir/digue-fusible sur un hydrogramme de crue
(d'après Degoutte *et al.*, 2012)

Dans le cas de sections, pour lesquelles l'action des vagues sur le talus côté eau est limitée (petits lacs ou crues de rivières, par exemple), les **conditions limites de débit** et l'évacuation telle que définie au stade de conception sont généralement associées à des événements dont la probabilité d'occurrence (ou de risque) est claire. Toutefois, lorsque les talus côté eau sont soumis à une action importante des vagues (lacs, estuaires ou fleuves fortement exposés au vent), les conditions conduisant au débordement sont susceptibles d'être causées conjointement par un niveau élevé des eaux et l'action des vagues. Dans de tels cas, le débit de débordement sera variable, et la valeur de débit maximale estimée pour les mesures de protection requises sera définie par jugement d'expert. En raison de la nature imprévisible des vagues générées par le vent, l'intensité de pointe locale lorsqu'une section spécifique du remblai est submergée par une grosse vague peut avoir une amplitude une ou deux fois plus importante que celle constatée en moyenne dans le temps (*cf.* outils aux sections 8.2.1 et 8.2.2).

Pour un **déversoir de dérivation**, la comparaison entre l'écoulement maximum qui peut être maintenu dans une rivière et les hydrogrammes de crues pris en référence détermine les volumes d'eau et les débits qui doivent être dérivés. Par suite, et comme indiqué plus haut, on peut définir le niveau de crête et la longueur du déversoir de dérivation, et, idéalement, la longueur minimum de barrage pouvant remplir de manière efficace la zone d'expansion de crue au rythme approprié (Degoutte *et al.*, 2012).

Pour un **déversoir de sécurité** :

- son **niveau de crête** peut être défini pour être cohérent avec celui des sections de digue adjacentes. En outre, une marge de sécurité supplémentaire de 10 à 20 centimètres peut être considérée afin d'assurer que le déversoir entrera en action avant les digues non protégées (Degoutte *et al.*, 2012). Ceci est particulièrement important si les digues de part et d'autre du déversoir sont en cours de tassement ;

- la **dissipation d'énergie** de l'eau traversant le déversoir doit être assurée par la conception appropriée de sa base, et le débit devra être canalisé hors de la zone. Degoutte *et al.* (2012) suggèrent de considérer une sorte de bassin de tranquillisation pour procurer un ressaut hydraulique, afin que le niveau d'eau en aval soit au minimum de 0,5 mètre. Noter que sur la figure 9.114, la différence de hauteur entre la crête de la digue et celle du déversoir est exagérée pour les besoins de la figure, mais pourrait être inférieure à 0,5 mètre.

9.14.3 Conception du génie civil des déversoirs – généralités

La surface d'un déversoir doit être conçue pour supporter tout déversement potentiel sans défaillance ou détérioration significative en fonction de sa durée envisagée. Ceci exige de considérer :

- les détails de la surface de la digue ;
- l'intégrité structurelle de la digue et de la protection de surface ;
- la durabilité des matériaux ;
- toutes les interfaces (par exemple drainage ou couches de transition entre la surface du déversoir et le corps de la digue)

Les déversoirs comprennent trois parties principales :

- un seuil qui définit le niveau de crête ;
- une pente qui fait transiter l'eau au-dessus du côté terre de la digue ;
- un bassin de tranquillisation qui dissipe l'énergie de l'eau déversée, au pied ou près du pied de la digue.

Les déversoirs doivent être conçus pour transiter des volumes d'eau variables :

1. pendant une crue mineure, un volume relativement faible d'eau doit être évacué, et la crête du déversoir peut être courte et légèrement plus basse que le reste de la crête de la digue,
2. pendant une crue importante, il est nécessaire d'évacuer un volume d'eau beaucoup plus important, ce qui nécessite soit un déversoir plus long (ce qui est coûteux), ou plus bas (qui peut alors évacuer l'eau plus fréquemment que ce ne serait idéalement).

Afin de résoudre ce problème, nombre d'options ont été mises au point, qui sont discutées aux sections suivantes :

- un seuil fixe (simple et robuste, mais sans flexibilité) ;
- un seuil variable, tel qu'un seuil fusible ;
- l'utilisation de vannes réglables ;
- un seuil de type labyrinthe (tels que les déversoirs en touches de piano – PK weirs).

9.14.4 Déversoirs à seuil simple

Les déversoirs de ce type sont les plus simples et les plus robustes. Un déversoir à seuil simple est un ouvrage comparable à une digue, qui a été renforcé à la fois au niveau de la crête, du talus et du pied côté terre afin de procurer un niveau de résistance plus important aux actions de la surverse. Il consiste en :

- une structure massive construite en béton armé ou compacté au rouleau ;
- ou une robuste couverture de surface mise en place au sommet de la digue ;
- ou un déversoir enherbé.

Ces options sont discutées dans les sections ci-après.

9.14.4.1 Les déversoirs massifs

Les types suivants de déversoirs massifs ont été utilisés avec succès par le passé :

1. Déversoirs en béton armé conventionnel

Ces ouvrages sont conçus comme tels. Ils présentent normalement une face verticale à l'amont et un coursier aval avec une pente approximative de 1:1 (cf. figure 9.114). La structure en béton armé inclut un bassin de tranquillisation, les joints de construction sont généralement localisés à des intervalles de 10 à 15 mètres le long de l'alignement du déversoir pour éviter la fissuration par retrait. Le seuil peut être arrondi pour accroître l'efficacité hydraulique.

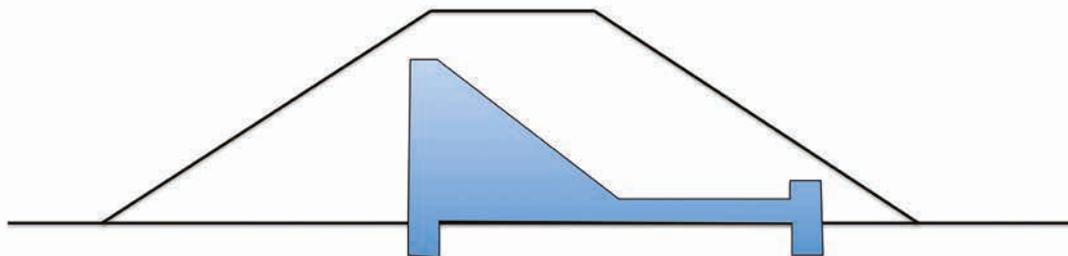


Figure 9.114 **Déversoir en béton armé**
(d'après Degoutte *et al.*, 2012)

La qualité des fondations de déversoirs en béton armé est cruciale. Celles-ci ne doivent pas être sujettes à un tassement différentiel significatif, et l'ouvrage doit être capable de résister à des gradients hydrauliques élevés (à la fois structurellement et en termes d'érosion par infiltrations, soulèvement ou érosion interne).

2. Déversoirs en béton compacté au rouleau

Les déversoirs en béton compacté au rouleau (BCR) sont de plus en plus utilisés dans la construction de barrages (ICOLD, 2003). Ils sont moins coûteux à construire qu'un barrage en béton conventionnel, tout en offrant en principe une résistance et une durabilité suffisantes.

Un seuil en BCR présente généralement un profil symétrique avec des pentes amont et aval de 1:1, voire moins, ce qui facilite la construction (cf. figure 9.115). Les barrages de type BCR sont moins résistants que ceux construits en béton armé et peuvent souffrir d'érosion pendant le déversement. Toutefois, une telle érosion reste relativement limitée et généralement admissible au regard des économies réalisées par l'utilisation d'une telle technologie (Degoutte *et al.*, 2012).

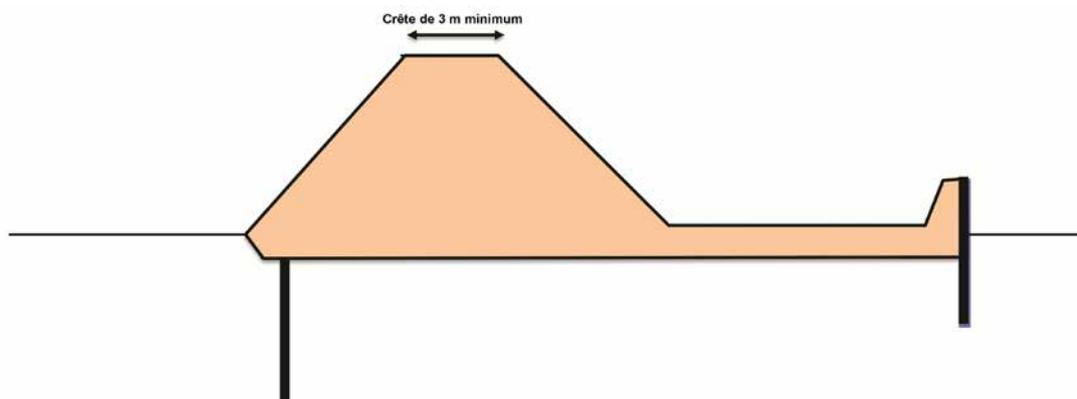


Figure 9.115 **Déversoir en béton compacté au rouleau**
(d'après Degoutte *et al.*, 2012)

Considérant la nature de la construction de déversoirs en BCR, il est possible que l'intégration d'un mur parafeuilles s'avère nécessaire sous le déversoir pour contrôler les infiltrations souterraines, les soulèvements et l'érosion. La connexion entre le barrage BCR et le reste de la digue nécessitera une interface verticale, habituellement réalisée au moyen d'un ouvrage-poids robuste ou de bajoyers ancrés. De même, si le bassin de tranquillisation est également construit en BCR, alors il peut être nécessaire d'incorporer un mur en palplanches pour soutenir l'extrémité de l'ouvrage.



Figure 9.116 **Déversoir en BCR**
(de Abdo and Adaska, 2003, source : Portland Cement Association)

En raison de la nature de leur construction, les déversoirs en BCR tolèrent potentiellement quelques tassements des fondations, mais il faut cependant tenir compte des implications sur la performance de celles-ci lors de la conception. Un exemple de déversoir BCR du Barrage de Brownwood Country Club aux États-Unis est donné à la figure 9.116.

9.14.4.2 Remblais en terre protégée

Une alternative à un déversoir spécifique consiste à utiliser sur les digues en remblai des composants résistants au déversement. Auquel cas les détails de l'interface entre la surface et le corps de digue qu'elle protège seront déterminants pour sa performance en cas de déversement.

La nature du renforcement de surface et les détails de l'interface avec le reste de la digue dépendront de nombreux facteurs, dont :

- la hauteur de la digue au-dessus du terrain avoisinant ;
- le débit et la vitesse du déversement ;
- la proximité du bassin de dissipation et la nature de la sollicitation hydraulique – turbulences comprises – et les localisations potentielles de ressauts hydrauliques ;
- la durée du déversement.

Parmi les avantages à utiliser un renforcement de surface plutôt que de construire un barrage en dur figurent les économies réalisées, le délai réduit de construction et de mise hors service et la diminution des charges sur les fondations (et, par suite, un moindre risque d'instabilité de la digue et un tassement limité). Par contre, ce sont des constructions plus légères et donc plus sujettes à dégâts pendant une crue. Le soin porté aux détails des interfaces de construction est également décisif.

Un avantage particulier lié à la plupart des systèmes de renforcement de surface est que l'on peut les recouvrir de terre végétale enherbée ; une couverture végétale qui permettra une meilleure intégration paysagère du déversoir et qui pourra être restaurée après une crue si elle a été emportée. Cependant, elle rendra l'inspection du déversoir difficile. Le prélèvement de bandes de la couche engazonnée pour vérifier l'état du déversoir peut être recommandé dans le manuel d'opération et de maintenance.

Parmi les matériaux fréquemment utilisés pour le renforcement de surface figurent :

- les dalles de béton armé ;
- l'enrochement bétonné ;
- les rip-rap (enrochements libres) ;
- les matelas Reno ;
- les gabions en gradins ;
- les blocs de béton préfabriqués.

1. Dalles de béton armé

Les dalles de béton armé sont communément utilisées pour la protection de surface de déversoirs relativement courts. Une vue en coupe typique d'un déversoir en dalles de béton est fournie à la figure 9.117. La figure 9.118 montre la construction d'un tel déversoir et la figure 9.119 le déversoir achevé.

Les déversoirs en dalles de béton armé sont normalement constituées de dalles coulées *in situ*, qui peuvent être de bonne qualité et suffisamment durables, à condition d'utiliser des coffrages. Comparées à d'autres options (telles que enrochements bétonnés, gabions ou matelas), ces dalles ne nécessitent qu'une faible maintenance.

Toutefois, durant un débordement, elles sont moins efficaces pour la dissipation d'énergie que les autres matériaux et sont parfois vulnérables à la déformation causée par tassement ou par mouvement de la fondation, ce qui peut affecter leur performance.

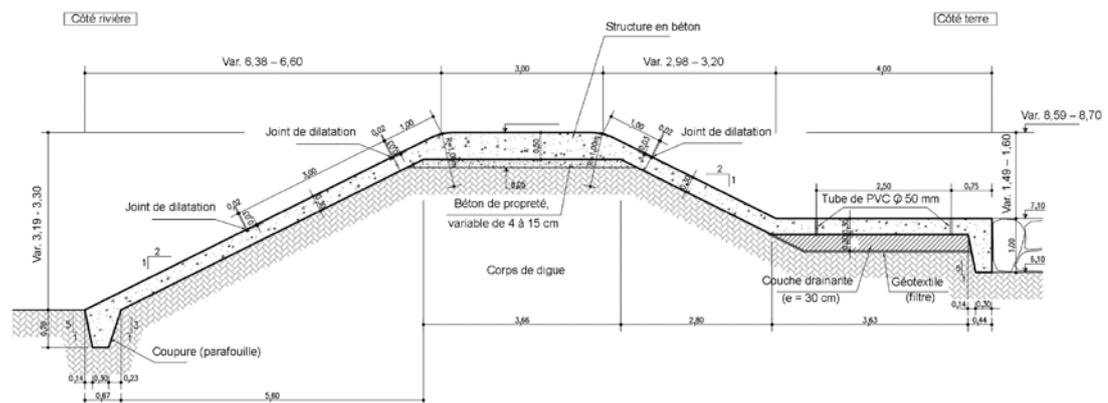


Figure 9.117 Déversoir en dalles de béton armé (longueur 150 mètres), rivière Lez, France (d'après Degoutte *et al.*, 2012)



Figure 9.118 **Construction de dalles de déversoir en béton armé**
(d'après Degoutte *et al.*, 2012)



Figure 9.119 **Déversoir en dalles de béton armé, rivière Lez, France**
(d'après Degoutte *et al.*, 2012)

2. Enrochements bétonnés

L'utilisation d'enrochement enrobé de béton est commune en France pour les longs déversoirs. Le système ne nécessite pas de joints de construction, peut supporter une charge hydraulique d'un mètre et une vitesse d'écoulement jusqu'à 8 m/s (Degoutte *et al.*, 2012). Toutefois, il en résulte un profil de crête irrégulier, ce qui nécessite une poutre en béton armé spécifique pour le seuil. Une coupe-type de déversoir en enrochement bétonné est fournie à la figure 9.120, et la figure 9.121 montre les étapes de construction.

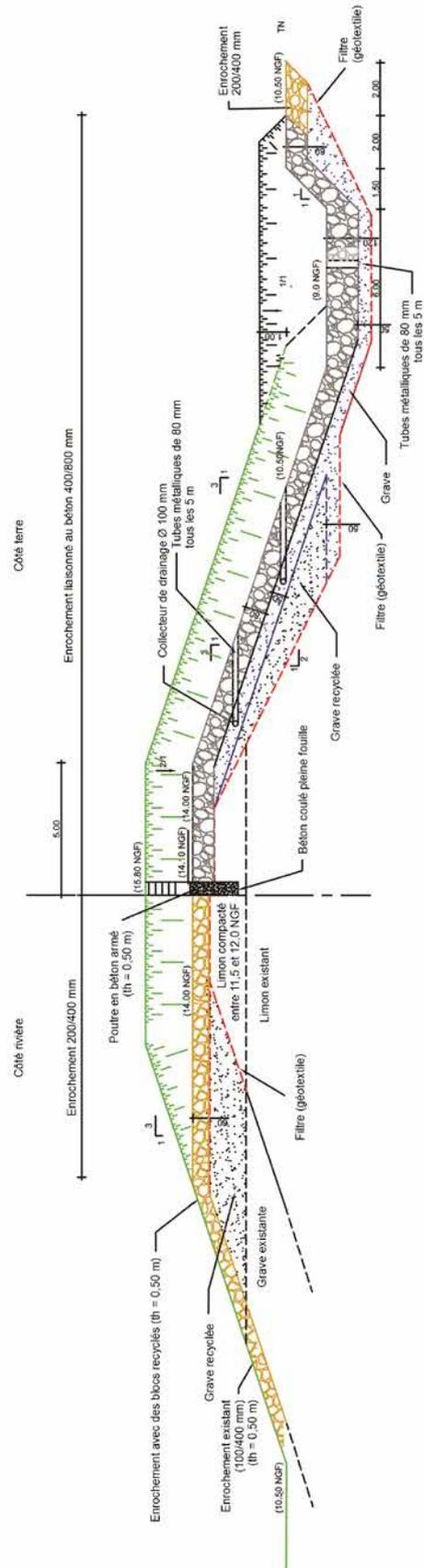


Figure 9.120 Coupe-type du déversoir sur la rive gauche du Rhône à Comps (d'après Degoutte *et al.*, 2012)

- 1
- 2
- 3
- 4
- 5
- 6
- 7
- 8
- 9
- 10

La performance du déversoir dépend de la manière dont le béton bloque l'enrochement en place (Degoutte *et al.*, 2012). Si le béton est endommagé ou se fissure, des éléments de l'enrochement peuvent être arrachés de la surface du déversoir lors d'une crue, et ce processus peut générer des turbulences et de plus amples dégâts.

Un élément important de la conception de la construction (cf. figure 9.120) est la couche de drainage sous l'enrochement bétonné, qui prévient le développement de pressions interstitielles sous cet enrochement et par conséquent réduit le risque de soulèvement lors d'un déversement. Il est courant de mettre en place un filtre géotextile sous la couche de drainage afin d'empêcher les fines d'être emportées du remblai vers la couche de drainage, provoquant un tassement. La performance des filtres granulaires et des géotextiles est discutée à la section 8.5.5.



Figure 9.121 **Construction d'un déversoir en enrochement bétonné** (Degoutte *et al.*, 2012)

3. Rip-rap (enrochements libres)

Le rip-rap peut être utilisé pour protéger la surface du déversoir. Il est dimensionné suivant les formules exposées à l'encadré 8.12.

Le dispositif de filtration est tout aussi important (Degoutte *et al.*, 2012). Tout géotextile doit être capable d'offrir à la fois une fonction de filtration (pour éviter que les fines soient déplacées du corps de la digue) et une fonction de protection (contre l'érosion de sa surface). Il doit être positionné sous le rip-rap. Celui-ci doit être mis en place avec précaution pour prévenir toute déchirure ou perforation du géotextile.

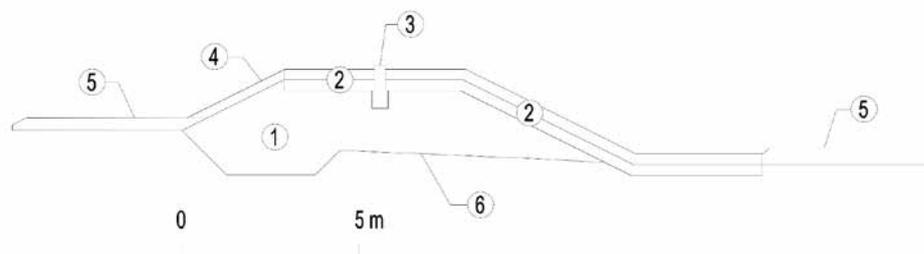
Une sous-couche de pierre entre le géotextile et le rip-rap :

- assure un bon contact entre le filtre géotextile et le matériau de remblai de la digue ;
- facilite le drainage ;
- procure une base sur laquelle le rip-rap peut être mis en place sans endommager le géotextile.

Chacune des interfaces de matériaux (remblai de digue et géotextile, géotextile et sous-couche, sous-couche et rip-rap) doit être conçue suivant les règles de filtration standard (cf. section 8.5.5).

4. Matelas reno

Les matelas Reno peuvent être utilisés pour créer une pente aval de déversoir résistante. De la même façon que l'enrochement bétonné, les matelas Reno donnent une crête irrégulière et un seuil en béton armé est généralement requis (cf. figures 9.122 et 9.123).



1 Remblai compacté imperméable
2 Gabions (2 matelas sur géotextile)

3 Béton armé
4 Grille de protection + terre végétale + géotextile biodégradable
5 Chemin de service
6 Ligne de déblai approximative

Figure 9.122 **Vue en coupe typique d'un déversoir en matelas Reno**
(Degoutte *et al.*, 2012)



Figure 9.123 **Déversoir de Lunel sur la rivière Vidourie, France,**
(Degoutte *et al.*, 2012)

Comme c'est le cas avec toute surface de déversoir perméable, il peut arriver que des fines particules de terre soient emportées du remblai sous-jacent de la digue. Il convient donc de mettre en place sous le matelas Reno une couche de séparation telle qu'un filtre granulaire ou un géotextile. Il peut aussi être nécessaire d'ajouter une couche de pierres entre les matelas Reno et la couche géotextile pour faciliter le drainage et éviter le soulèvement.

Il convient de n'utiliser les matelas Reno que pour des déversoirs de petite taille, avec une charge hydraulique sur la crête d'au maximum 0.7 mètre et une vitesse d'écoulement d'au maximum 6 m/s (Degoutte *et al.*, 2012). Le matelas Reno se détériorera aussi dans le temps, et il faut donc tenir compte d'une perte potentielle de matériau. Pour cette raison, la profondeur d'eau le long de la pente doit être limitée à 50 % du diamètre médian des pierres du matelas pour une pente de 1(vertical)/3(horizontal), 70 % pour une pente de 1/4 et 90 % pour une pente de 1/5. D'autres restrictions peuvent être nécessaires dans les zones de turbulence.

5. Gabions en gradins

Ils peuvent être utilisés en alternative aux matelas Reno. Disposés en gradins (cf. figures 9.124 et 9.125), ils peuvent procurer un niveau de dissipation d'énergie accru. Étant constitués d'éléments plus petits que les matelas Reno, ils nécessitent moins d'équipement et peuvent être plus facilement remplacés s'ils sont endommagés. Ils requièrent également des sous-couches de filtration/séparation.

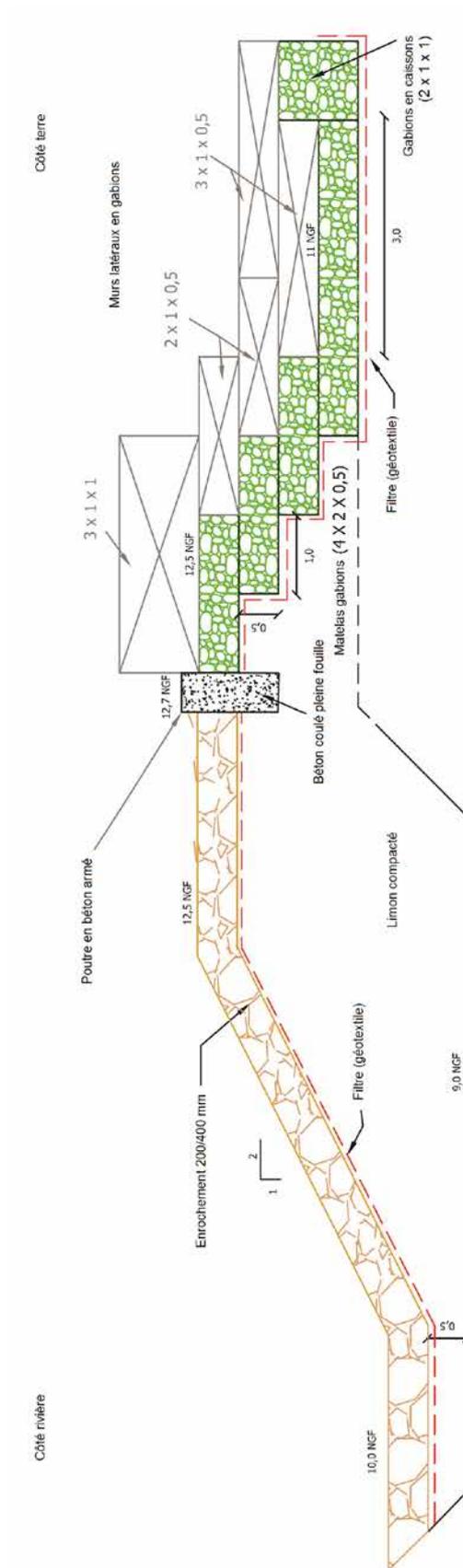


Figure 9.124 Barrage en gradins de gabions en aval de Comps, France
(d'après Degoutte *et al.*, 2012)



Figure 9.125 Barrage en gradins de gabions en aval de Comps, France
(d'après Degoutte *et al.*, 2012)

6. Blocs de béton préfabriqués

La technique des blocs de béton est depuis longtemps utilisée pour les déversoirs de digues et de barrages réservoirs lorsque d'importantes contraintes de cisaillement sont envisagées. Lorsque l'écoulement laminaire est régulier, des blocs béton correctement mis en place peuvent avoir une résistance à l'érosion jusqu'à des vitesses de courant de 10 m/s (30 pieds/s) ou plus (Hewlette *et al.*, 1987). Les blocs béton ont généralement une épaisseur de 10 à 25 centimètres (4 à 9 pouces), avec un indice des vides de 20 % en moyenne.

Bien que les performances des déversoirs en blocs béton au cours de tests aient été bonnes, elles se dégradent significativement lorsque les blocs sont mal positionnés (Hewlette *et al.*, 1987), des décalages d'environ 25 millimètres entre chaque bloc entraînant des turbulences localisées et un processus de défaillance nettement accéléré. Il convient donc d'utiliser les blocs béton seulement lorsqu'un positionnement correct peut être garanti et que les tassements différentiels ne causeront pas d'irrégularités de surface.

Il n'est pas recommandé d'ancrer les blocs pour réduire le soulèvement potentiel du système car des défaillances ont été constatées à la suite d'installations de ce type et qu'il n'existe encore aucune indication précise à ce propos.

9.14.4.3 Déversoirs enherbés

Par contraste avec les déversoirs décrits plus haut, on peut aussi utiliser des déversoirs simplement couverts d'herbe pour évacuer l'eau vers une zone d'expansion de crue. Ce type de déversoir est le plus efficace lorsqu'il s'agit d'évacuer l'eau à des vitesses relativement faibles et pour des courtes durées. Il est donc plus approprié pour de petites rivières et des environnements ruraux à faible risque.

Ces déversoirs ont l'avantage d'être des ouvrages simples et généralement économiques.

La condition voulant que le débit linéique de débordement soit faible implique que les déversoirs enherbés soient généralement de grande longueur. Ceci peut être un inconvénient dans la mesure où, sur une grande longueur de crête, le tassement différentiel ou localisé fait que certaines parties du déversoir débordent nettement plus tôt que d'autres. Cette zone moins haute devient alors plus vulnérable à l'érosion en raison de vitesses d'écoulement localement plus élevées. C'est pourquoi cette solution sied mieux à des digues existantes qu'à de nouveaux ouvrages.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

L'un des moyens de permettre des vitesses d'écoulement légèrement plus élevées sur un déversoir enherbé est de renforcer la couverture. La conception de systèmes de protection enherbés renforcés est discutée à la section 9.6.1, et un exemple d'application est illustré à l'encadré 9.57.

Encadré 9.57
Exemple de déversoir enherbé renforcé à Aller Moor, Somerset, Royaume-Uni

Aller Moor dans le Somerset, Royaume-Uni, est un exemple de déversoir enherbé. Il mesure 550 mètres de long, et se trouve sur la rive droite de la rivière Parrett, dont il doit évacuer les écoulements en crue vers le canal de dérivation de la rivière Soway.

Historiquement, les débordements non contrôlés en périodes de crue se produisaient aux points bas. Ces flux menaçaient de conduire à la formation de fosses d'affouillement, et de causer une rupture.

La solution retenue a consisté à abaisser légèrement la crête du déversoir tout en surélevant les berges en aval. L'objet des travaux a été d'initier les débordements à un emplacement choisi, à partir duquel les écoulements pouvaient être contrôlés.

La crête du déversoir a été conçue sous forme d'un seuil de 500 mètres de long, avec une hauteur de crête de 500 millimètres inférieure à celle des digues avoisinantes. La crête et la face aval de la digue ont été renforcées pour résister aux vitesses de débordement. Une vue en coupe détaillée est présentée à la figure 9.126.

Les vitesses côté terre du déversoir ont été déterminées de manière à être dans les limites acceptables pour les pentes enherbées, ainsi que définies par Hewlett *et al.*, 1987. Cependant, et parce que le déversoir est susceptible d'évacuer un débit pendant plusieurs heures, il a été décidé de renforcer la pente au moyen d'un géotextile 3D (Enkarnat 7020), recouvert de terre végétale gazonnée.

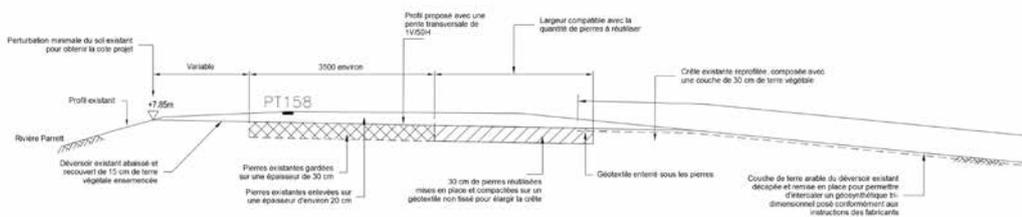


Figure 9.126 **Vue en coupe du déversoir d'Aller Moor**
 (source : Black et Veatch Ltd et Environment Agency)

Des photographies du déversoir d'Aller Moor sont fournies aux figures 9.127 et 9.128, cette dernière montrant le déversoir pendant une inondation.



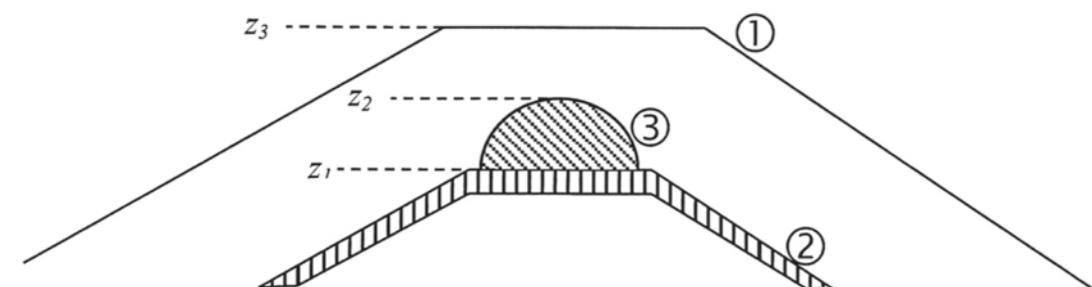
Figure 9.127 **Vue vers l'aval le long de la crête du déversoir**
 (source : Black et Veatch Ltd et Environment Agency)



9.14.5 Déversoirs à seuils variables

Comme discuté à la section 9.14.3, le niveau du seuil d'un déversoir peut être difficile à déterminer efficacement. S'il est trop bas, il sera fréquemment sujet à débordement et remplira la zone d'expansion trop souvent. Si, au contraire, il est trop haut, il nécessitera un déversoir plus long pour évacuer un volume d'eau suffisant pour permettre le contrôle des niveaux de la rivière pendant une crue. Les seuils variables présentent l'avantage de prévenir les débordements dans les conditions normales, mais aussi d'offrir une capacité significative dans les conditions extrêmes.

Le principe ci-dessus est illustré à la figure 9.129. En réalité, ceci est un concept puissant mais dangereux. L'efficacité réelle d'une telle approche doit être examinée en tenant compte du risque de défaillance dans des conditions extrêmes. La défaillance d'un tel système peut signifier que les eaux d'inondation ne seront pas évacuées de manière sûre, ce qui peut avoir pour conséquence une inondation considérable et incontrôlée ailleurs. Des mécanismes de sécurité doivent donc être mis en place, avec un niveau suffisant de redondance et correspondant au risque de défaillance (Royet et Meriaux, 2004).



Clé

- z_1 = niveau de crête de la digue (élément 1)
- z_2 = niveau de crête du déversoir (élément 2)
- z_3 = niveau ajustable (élément 3)

Figure 9.129 **Principe d'un déversoir à niveau ajustable**
(source : Royet et Meriaux, 2004)

Les dispositifs de seuil ajustable prennent communément l'une des formes suivantes :

- seuils-fusibles érodables ;
- seuils amovibles (batardeaux et aiguilles en bois) ;
- seuils gonflables ;
- seuils ajustables par renversement ou basculement.

Ces seuils ajustables sont discutés ci-après. Les ouvrages vannés (vannes amovibles incluses) sont discutés à la section 9.14.6.

9.14.5.1 *Seuils-fusibles en terre érodables*

Les seuils-fusibles en terre sont conçus pour contenir l'eau jusqu'à un certain niveau à partir duquel ils commencent à déborder. La hauteur et la durée de débordement engendrent une érosion du seuil en remblai, et le taux d'érosion dépend du type et de l'état du matériau utilisé pour la construction. Il peut arriver que l'ouvrage soit totalement détruit par submersion, mais cela est fonction des conditions de débordement et des caractéristiques du seuil. Cette imprévisibilité est l'inconvénient majeur de ce système.

Les seuils-fusibles sont relativement peu coûteux à construire, mais nécessitent souvent une large emprise. Ils peuvent être partie intégrante de la digue, ou être ajoutés à un déversoir bétonné. Lorsqu'il n'existe pas de structure bétonnée sous le fusible, les profondeurs d'érosion sont parfois excessives (de l'ordre de 30 mètres sur le Mississippi), et il convient donc de considérer le coût de reconstruction par rapport à celui de la construction d'un déversoir plus résistant.

On peut activer mécaniquement les fusibles pendant une crue (ou de préférence par anticipation avant que la crue n'atteigne le niveau du déversoir). Ceci peut se faire soit en enlevant une partie du remblai au moyen de matériel lourd, ou même en utilisant des explosifs (*cf.* figure 9.130 et section 6.4).

Lors de la conception, il faut tenir compte des éléments suivants :

1. une emprise large peut être nécessaire pour que ces dispositifs soient efficaces ;
2. leur fiabilité à long terme peut être incertaine en raison des changements dans le temps subis par les caractéristiques des terres utilisées (soit durcissement, soit assouplissement) ;
3. l'impact du déversement des eaux de crue vers la zone inondée et celui de la rivière elle-même doivent être pris en considération ;
4. le coût, la logistique et la fiabilité de l'activation mécanique de l'érosion doivent être pris en compte ;
5. le coût et le temps requis pour une reconstruction doivent être définis.

Des exemples d'utilisation de seuils-fusibles en terre pour des digues en France au cours des 140 dernières années sont donnés à l'encadré 9.58.



Figure 9.130 **Seuil-fusible en terre après activation au moyen d'explosifs, canal de dérivation de Birds point-New Madrid sur le Mississippi**
(source : USACE district de Memphis)

Encadré 9.58

Seuils-fusibles en terre en France

Des seuils-fusibles en terre ont été mis en place sur certaines rivières en France depuis les années 1870 (par exemple, Comoy sur la Loire). Ces ouvrages sont constitués de sable couvert d'herbe au-dessus de déversoirs en maçonnerie ainsi que le montre la figure 9.131. Un exemple plus récent est à Reyran (cf. figure 9.132). Peu de ces ouvrages ont été testés et leur performance en cas d'inondation n'est pas démontrée. Une exception toutefois est un barrage-fusible situé à Comps sur la rive droite du Rhône, qui fut testé au cours d'une crue en 2002. Cet ouvrage était constitué de deux bandes de gravier parallèles au-dessus d'un enrochement bétonné. En septembre 2002, la crête fut submergée d'environ 40 centimètres, ce qui caÉtats-Unis'Érosion d'une partie des bandes de gravier. Au même endroit, en 2003, un niveau de crue plus élevé érda rapidement jusqu'à l'enrochement (provoquant des dégâts à celui-ci), mais il fallut près de vingt heures pour éroder le reste du fusible de gravier bien que le niveau d'eau à la crête soit de plus de 50 centimètres. La destruction du dispositif fusible fut probablement ralentie parce qu'il était constitué de deux barrières distinctes. Néanmoins, il est très difficile d'avoir confiance en ce type de dispositif fusible et dans sa capacité à libérer le volume d'eau souhaité de la rivière.



Figure 9.131 **Le seuil de Jargeau, long de 715 mètres et haut de 1,5 mètre, et son merlon fusible enherbé**
(source : Degoutte *et al.*, 2012)

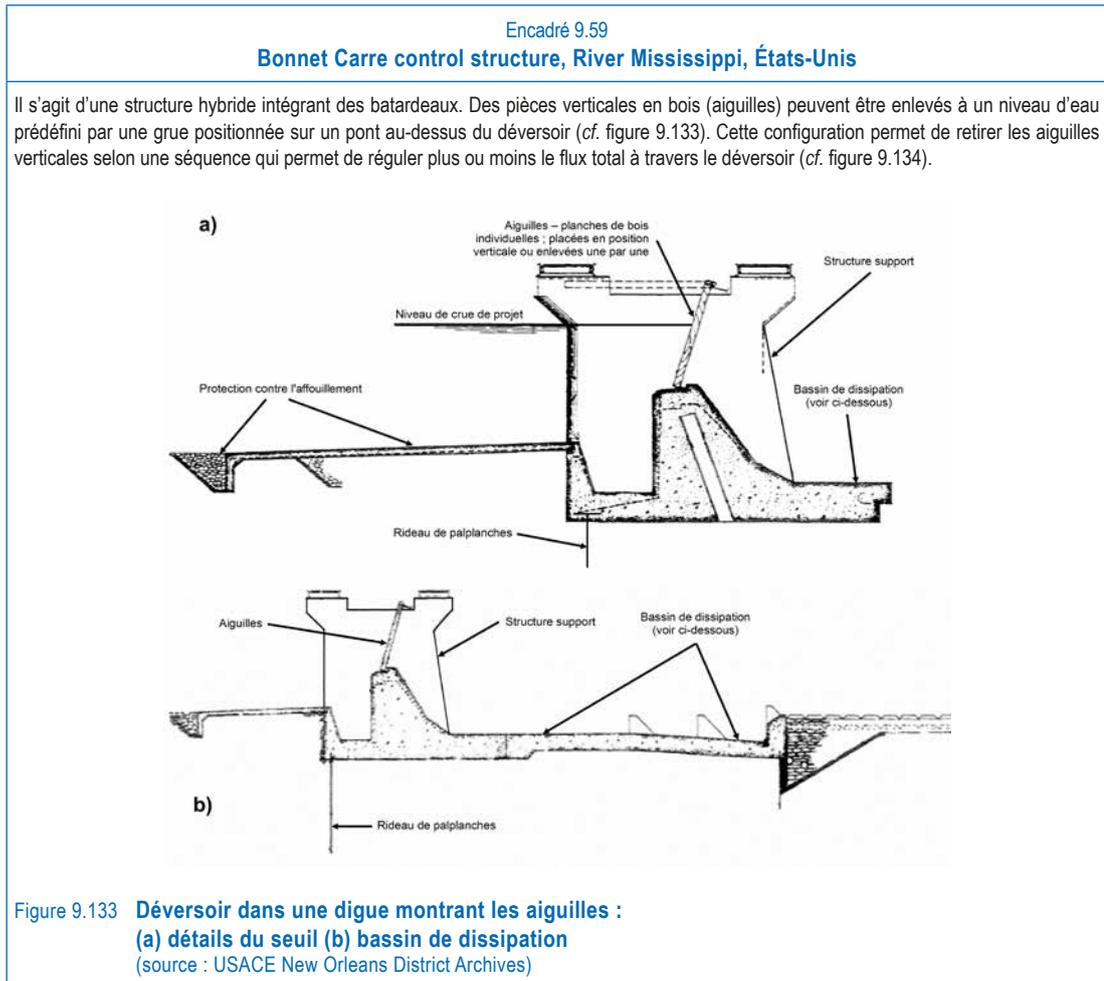


Figure 9.132 **Seuil-fusible à Reyran, France**
(source : Degoutte *et al.*, 2012)

9.14.5.2 Seuils amovibles (batardeaux et aiguilles en bois)

Les batardeaux sont des dispositifs fréquemment utilisés comme protection contre les inondations de zone urbaine. Les batardeaux agissent alors comme des murs de protection temporaire. Ils peuvent aussi être utilisés comme un moyen d'ajuster la hauteur de crête d'un déversoir. La plupart sont en bois, supportés par des rainures métalliques fixées au seuil du déversoir. Ils peuvent être retirés mécaniquement (manuellement, par un atelier mécanisé ou par rotation de leurs supports).

Les batardeaux utilisés pour rehausser la crête d'un déversoir sont généralement conçus pour être à niveau ajustable. Cependant, de tels ajustements ne peuvent être effectués qu'avant une crue à moins que l'on ne dispose de passerelles permettant de supporter le poids des équipements et du personnel nécessaires pour enlever les batardeaux, comme c'est le cas de la structure de Bonnet Carré sur le Mississippi (cf. encadré 9.59).



Encadré 9.59 (suite)

Bonnet Carre control structure, River Mississippi, États-Unis

Figure 9.134 **Grues soulevant les aiguilles pour ouvrir le déversoir, ouvrage de régulation de Bonnet Carré**
(source : USACE New Orleans District Archives)

9.14.5.3 Seuils gonflables

Ces seuils sont constitués d'un tube flexible et gonflable en caoutchouc renforcé (d'environ dix millimètres d'épaisseur). Les seuils gonflables peuvent être activés avant la crue, puis dégonflés lorsque la décision est prise de laisser l'eau passer dans le déversoir (cf. figure 9.135). Ce système est notoirement utilisé aux États-Unis, en France et au Japon (Degoutte *et al.*, 2012).

Ces tubes peuvent être remplis d'eau ou d'air. L'utilisation d'eau rend les tubes plus lourds que ceux remplis d'air, et ils sont aussi plus longs à remplir. Les tubes remplis à l'eau peuvent supporter une charge hydrostatique de 1 à 1,5 mètre, alors que les tubes remplis à l'air peuvent supporter une charge allant jusqu'à deux mètres et sur une longueur allant jusqu'à environ cent mètres. Les tubes sont fixés à la structure de la digue au moyen de plaques de métal boulonnées à des lignes d'ancrage dans le seuil. Les conduits d'alimentation en air sont généralement incorporés dans une poutre.

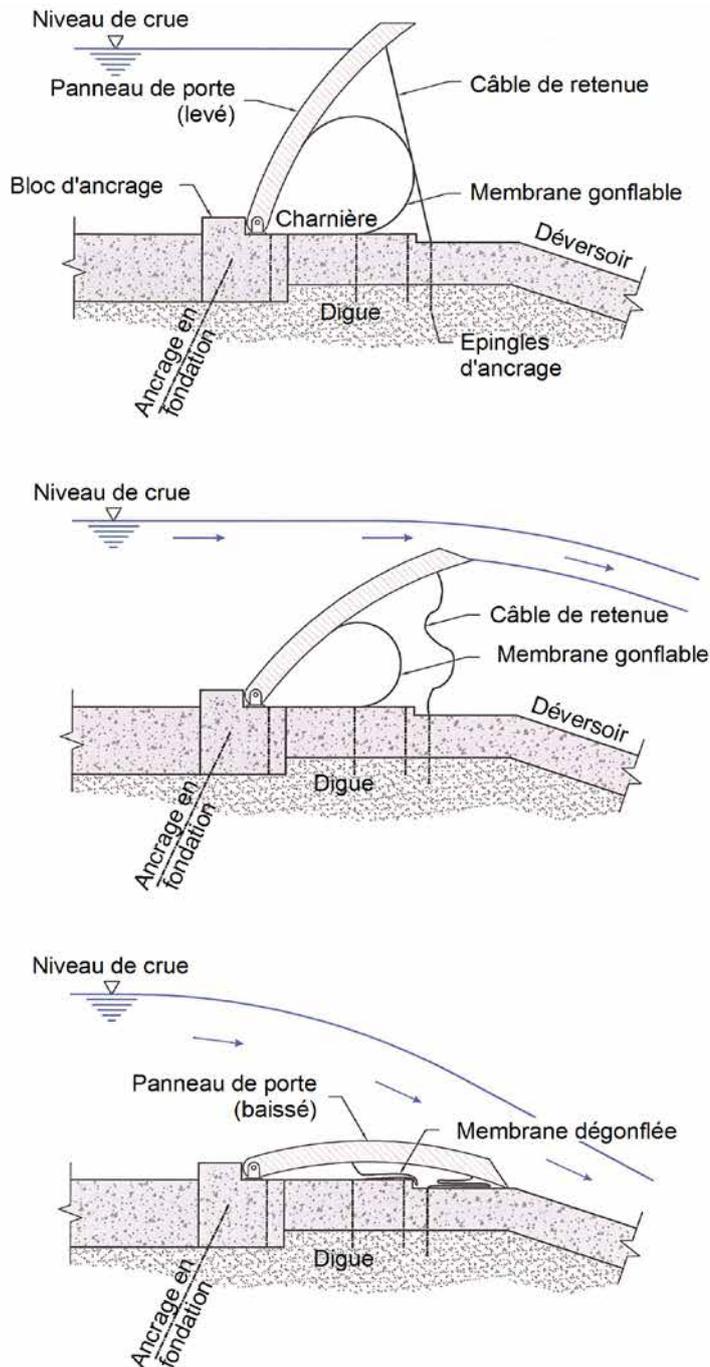


Figure 9.135 **Diagramme schématique de seuil gonflable**
(d'après Degoutte, 2006)

Hors crue, et pour les rivières présentant un temps de réaction lent, les tubes gonflables sont normalement dégonflés parce que cela évite le risque de vandalisme et réduit celui de dommages par les UV. Les tubes peuvent être positionnés dans un caniveau intégré à la dalle de crête. Parce qu'ils sont constitués de caoutchouc d'au moins 10 millimètres d'épaisseur, ces tubes offrent une forte résistance aux rongeurs.

Pendant une crue, lorsqu'il existe un risque que la crête du déversoir soit submergée, les couvertures du caniveau sont enlevées, et les tubes gonflés au moyen de compresseurs motorisés. Il est important que cette opération soit effectuée dans le cadre d'un système de gestion contrôlée de la crue. Lorsque la décision est prise de laisser le déversoir entrer en fonctionnement, les seuils gonflables peuvent être dégonflés de manière contrôlée.

Après une crue, il est seulement nécessaire de vérifier l'état des tubes, et de les remettre en place dans les caniveaux. Ceci peut s'avérer particulièrement bénéfique si deux crues se produisent à intervalles rapprochés. Si les tubes ne sont pas utilisés, il convient de les inspecter et tester tous les deux à cinq ans. Ces tests peuvent être effectués conjointement avec un exercice général du dispositif de gestion de crues.

Les avantages des seuils gonflables sont la flexibilité et la fiabilité. Les retours de propriétaires et d'opérateurs de tels systèmes suggèrent que les dispositifs gonflables exposés de façon permanente à l'air libre auront une durée de vie d'environ 40 ans, alors que ceux insérés dans des caniveaux construits spécialement pourraient durer jusqu'à 100 ans (Degoutte *et al.*, 2012).

Une variante du seuil gonflable consiste à placer une plaque métallique du côté amont du tube gonflable. Dans ce cas, la fonction des tubes est de soutenir la barrière en métal plutôt que l'eau elle-même. De ce fait, il n'est pas nécessaire que les tubes soient continus. Ce procédé a été inventé et breveté aux États-Unis par Henry Obermeyer. Un ouvrage de ce type avec une hauteur de seuil de 1,3 mètre a été construit par VNF en France, à Auxonne, en 2010, en remplacement d'un barrage à aiguilles sur la Saône (cf. figures 9.136 et 9.137).



Figure 9.136 **Seuils gonflables à volet métallique à Auxonne**
(source : Degoutte *et al.*, 2012)

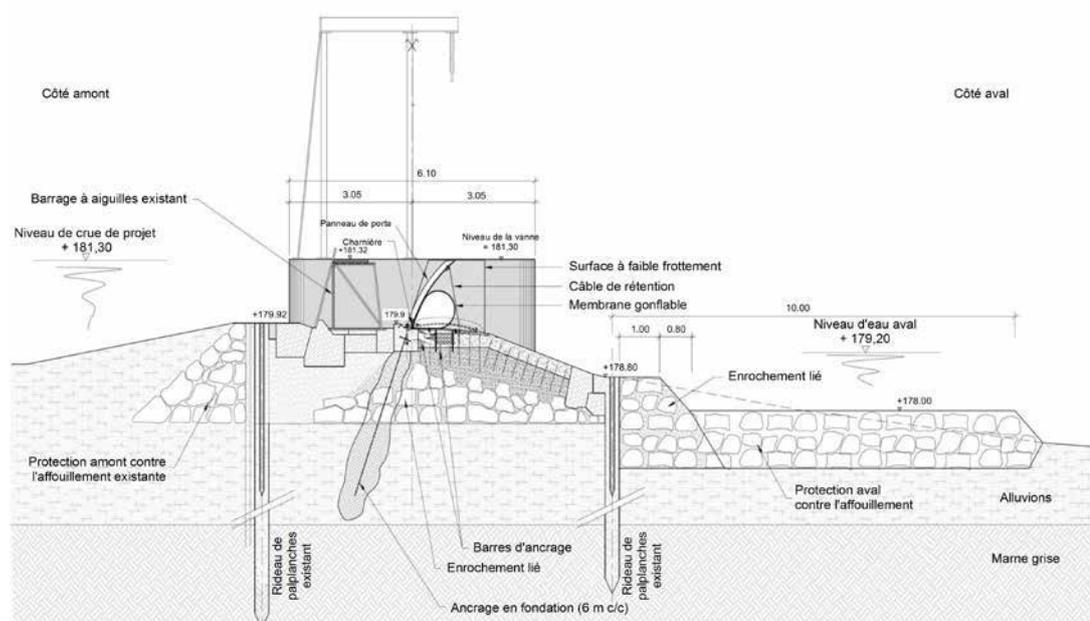


Figure 9.137 **Détails des seuils gonflables à volet métallique à Auxonne**
(d'après Degoutte *et al.*, 2012)

9.14.5.4 Hausses fusibles par renversement ou basculement

Un inconvénient des seuils gonflables est qu'ils doivent être manœuvrés manuellement lors d'une crue. Ceci les expose à un dysfonctionnement ou à une erreur de l'opérateur. Une approche pour réduire ce risque consiste à concevoir un ouvrage qui se renversera lorsque le niveau d'eau atteindra un niveau précis et prédéfini. L'avantage de cette solution est qu'elle repose sur paramètres précis tels que le poids du béton et du remblai compacté, et la densité de l'eau. Le niveau auquel l'ouvrage basculera peut donc être déterminé de manière relativement précise (cf. figure 9.138).

Les blocs peuvent être munis de butées amont ou aval, selon qu'ils sont conçus pour basculer sans sous-pression ou avec la pleine sous-pression. La première solution utilise une butée amont et convient mieux lorsqu'il n'y a pas débordement au-dessus des blocs. Lorsque ceux-ci sont susceptibles d'être submergés, la seconde solution utilisant une butée aval est plus appropriée. Les blocs peuvent inclure une configuration de seuil en touches de piano ou en labyrinthe pour permettre d'accroître le débit de surverse si on le souhaite.

Parmi les éléments à prendre en compte lors de la conception de seuils béton fusibles figurent :

- la performance hydraulique des éléments qui est importante s'ils sont destinés à être submergés ;
- une butée robuste à la base, importante pour contrôler le soulèvement ;
- l'aération de la nappe de débordement ;
- les détails de construction, déterminants pour que les éléments basculent sans glisser ;
- une séparation entre les éléments afin qu'il n'y ait pas d'interférence mécanique ou hydraulique entre éléments voisins.

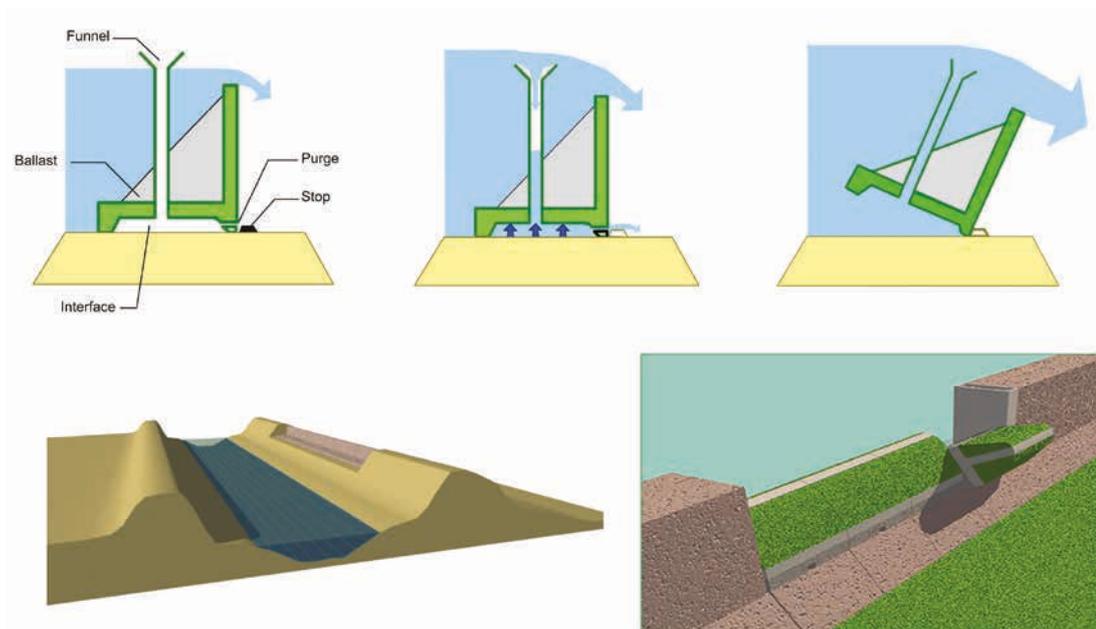


Figure 9.138 **Seuils basculants**

(source : Hydroplus)

Une telle approche a été utilisée pour des déversoirs de barrage (cf. encadré 9.60), et est considérée comme étant fiable pour basculer à des niveaux d'eau prédéfinis (Degoutte *et al.*, 2012). En raison de sa fiabilité il est possible de concevoir le système de sorte que le nombre d'éléments qui basculent dépende du niveau de l'eau en crue (ceci permet un degré de contrôle élevé sur le débit de débordement à différents niveaux de crue). Les éléments de seuils basculants ne sont généralement pas réutilisables (Degoutte *et al.*, 2012).

Encadré 9.60

Seuils basculants sur la Digue d'Allan en France

Le principe de seuil basculant a été modifié par l'inclusion d'une tour en béton (cf. figure 9.139). Ce design accroît la fiabilité du système en prévenant l'accumulation de débris et le vandalisme. La figure 9.139 montre la construction de gabions pour augmenter la résistance au débit de débordement.

Figure 9.139 **Seuils basculants sur la digue d'Allan**
(source : Degoutte *et al.*, 2012)

Une variante du système à éléments basculants a été développée en Suisse par l'Office fédéral pour l'environnement (OFE), et est illustrée à l'encadré 9.61 avec un exemple de mise en œuvre.

Encadré 9.61

Système à éléments basculants, rivière Aa Engelberg, Suisse

Le dispositif comprend des dalles préfabriquées en béton installées verticalement, qui sont supportées par un remblai en moellons côté terre sur l'une des digues de la rivière Aa Engelberg. Le principe du déversoir est qu'à partir du moment où l'eau surverse sur les dalles verticales préfabriquées, elle érode le remblai en gravier comme illustré à la figure 9.140. Ceci retire le support passif des dalles, qui de ce fait basculent, libérant un important flux d'eau. Les dalles préfabriquées en béton sont de hauteur limitée (0,5 mètre) et basculent donc facilement et de façon relativement simultanée. Ce système s'est montré efficace lors des inondations du mois d'août 2005 (cf. figure 9.141).

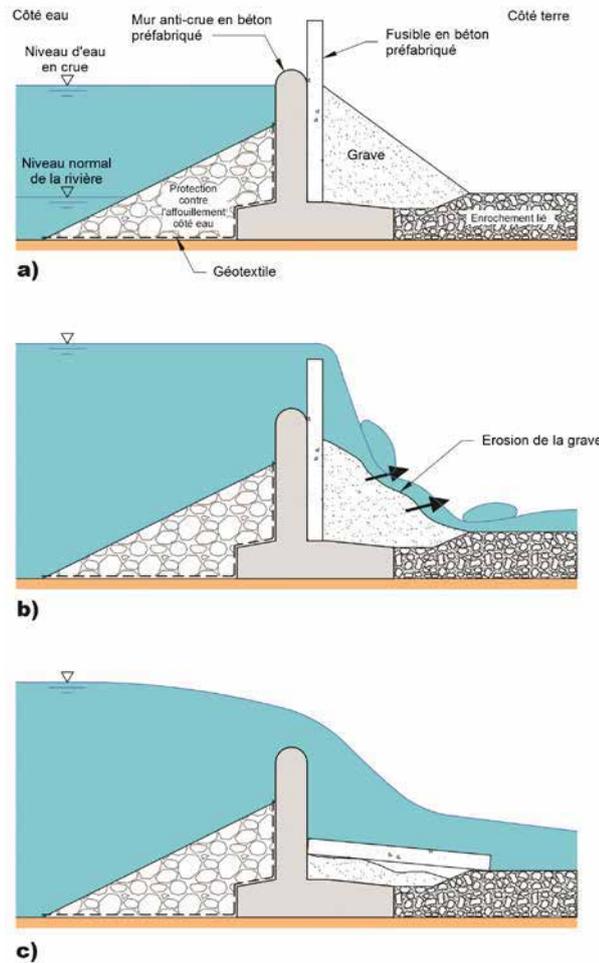


Figure 9.140 **Principe de fonctionnement du seuil à éléments basculants sur la rivière Aa Engelberg, Suisse** (d'après Degoutte *et al.*, 2012)



Figure 9.141 **Seuil-fusible sur la rive droite de l'Aa Engelberger (a) avant et (b) après la crue** (source : Degoutte *et al.*, 2012)

9.14.6 Déversoirs vannés

Les déversoirs vannés permettent de réguler le débit par-dessus un seuil en utilisant des vannes réglables. Le niveau de base du déversoir comporte un seuil en béton armé. L'ouvrage en béton armé s'étend le long du talus côté terre et inclut un bassin de tranquillisation afin de dissiper l'importante énergie du flot à travers les vannes. Ces déversoirs utilisent les principaux types de vannes de régulation (y compris vannes coulissantes verticales, vannes secteur et vannes segment), qui sont généralement destinées aux grands fleuves. Cependant, pour les plus grandes digues, les vannes verticales coulissantes sont le plus souvent choisies en raison de leur utilisation peu fréquente et de leur coût moins élevé que d'autres types.

Les déversoirs vannés comportent habituellement une ou plusieurs ouvertures séparées par des piliers. Ceux-ci supportent traditionnellement un pont ou une passerelle qui facilite les manœuvres d'ouverture des vannes (cf. encadré 9.62). Les piliers contiennent les équipements pour tenir les vannes et pour leur réglage. Les vannes peuvent être conçues pour permettre des débordements dans des situations extrêmes.

Parmi les éléments à prendre en compte lors de la conception de déversoirs vannés figurent :

- les débits à travers le déversoir doivent être régulés, et le pertuis doit permettre d'évacuer le débit souhaité ;
- les niveaux d'eau pour la manœuvre des vannes doivent être prédéfinis pour des raisons de gestion de crue et de sécurité ;
- il est nécessaire de prévoir une dissipation d'énergie conséquente en aval des vannes ;
- il faut considérer attentivement le mode opératoire (manuel ou automatique) ;
- le type de vanne doit être étudié tant vis-à-vis du coût que des manœuvres ;
- la disponibilité du personnel pour la manœuvre des vannes en toutes circonstances est importante (les crues ont tendance à se produire aux pires moments !) ;
- le coût global doit inclure la construction, la maintenance et l'exploitation.

Encadré 9.62
Ouvrage de contrôle de Morganza, Mississippi, États-Unis

La figure 9.142 montre une vue en coupe de l'ouvrage de contrôle de Morganza sur le Mississippi. La figure 9.143 montre l'ouvrage en construction et la figure 9.144 montre le pertuis en fonctionnement.

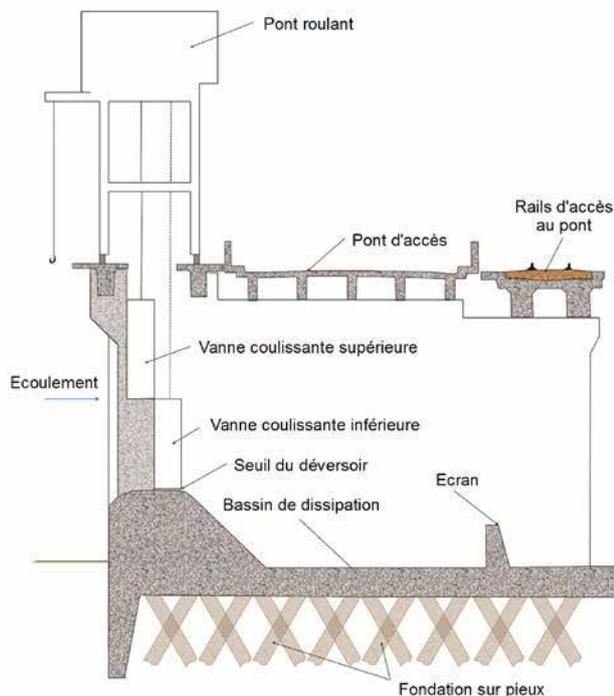


Figure 9.142 **Déversoir à travers la digue, équipé de vannes coulissantes verticales (USACE, ouvrage de contrôle de Morganza, Mississippi)**
 (source : USACE, Archives du District de la Nouvelle-Orléans)



Figure 9.143 **Construction de l'ouvrage de contrôle de Morganza, Mississippi**
 (source : USACE, archives du district de La Nouvelle-Orléans)



Figure 9.144 **L'ouvrage de contrôle de Morganza évacuant les eaux d'inondation pendant la crue du Mississippi en 2011 ; noter la puissance du flot**
 (source : USACE, archives du district de La Nouvelle-Orléans)

9.14.7 Autres configurations de déversoirs

Une large part de la discussion sur les déversoirs les a jusqu'ici considérés comme des ouvrages linéaires. Bien que cela ait été le cas historiquement, la pression croissante des problèmes d'emprise et d'impact environnemental des grands ouvrages a entraîné une pression tout aussi croissante pour le développement de déversoirs innovants, combinant efficacité et utilisation plus judicieuse de l'espace disponible. Parmi les exemples figurent les seuils en touches de piano, les déversoirs « en bec de canard » (cf. Degoutte *et al.*, 2012) et le seuil labyrinthe (cf. figure 9.145).

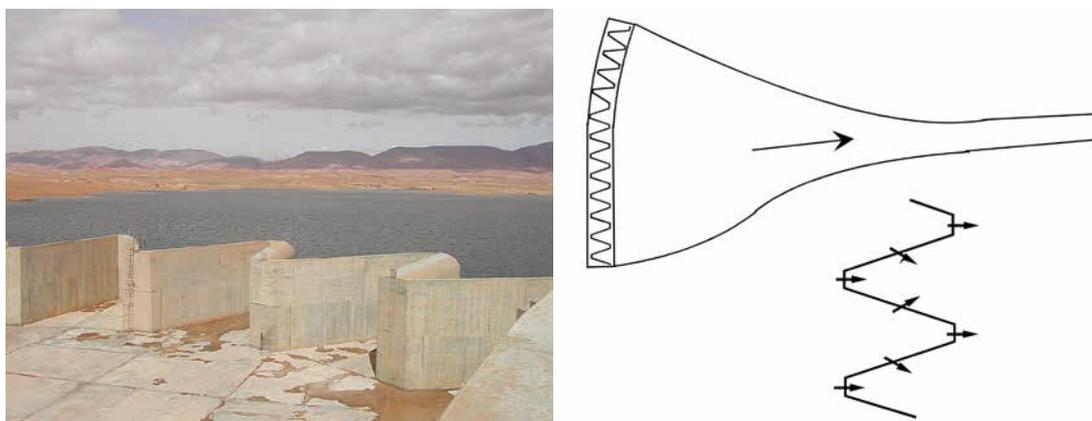


Figure 9.145 Vue schématique en plan d'un seuil de type labyrinthe
(source : Frédéric Laugier, EDF)

9.15 STRUCTURES ASSOCIÉES

9.15.1 Introduction

Les structures associées sont des ouvrages rigides construits dans ou autour des digues. Ils peuvent être nécessaires pour accroître la performance anti-cruée de la digue ou pour d'autres fonctions. Cette section ne traite pas de ces dernières, mais seulement du travail de conception requis pour s'assurer que les structures associées n'interfèrent pas avec la fonction de protection contre les crues de la digue. Les types suivants de structures associées sont discutées dans leurs sous-sections respectives :

- murs de crête ;
- murs incorporés ;
- tuyaux, conduits et galeries ;
- déversoirs.

En termes d'ingénierie, les digues sont des structures relativement molles et souples. Ceci présente des avantages dans la mesure où elles peuvent se tasser et potentiellement se déformer sous l'effet de la consolidation et de la compression du sol en dessous. Toutefois, des structures rigides comme des murs de crête, tuyaux et déversoirs, incorporés dans la digue (cf. FEMA, 2009) peuvent créer des problèmes. En particulier, les problèmes, que les détails de conception appropriés doivent éviter, incluent :

- la fissuration, rotation ou séparation de murs de crête résultant d'un tassement différentiel ;
- les murs incorporés supportant de lourdes charges hydrauliques et s'écroulant par suite d'un déplacement latéral pendant une crue ;
- le tassement différentiel entre des structures sur pieux et le corps de la digue, ce qui peut créer des vides entraînant une séparation hydraulique et des infiltrations qui, à leur tour, peuvent causer érosion et infiltrations ;
- le mauvais compactage du matériau de remplissage de la digue autour des tuyaux et galeries, ce qui peut créer des vides et des écoulements préférentiels pouvant, à leur tour, causer érosion et renards hydrauliques.

La transition hydraulique (*cf.* section 9.7.1) est le processus potentiellement dangereux créant un écoulement préférentiel (parfois soudain) entre un ouvrage rigide et un matériau de remblai mal compacté ou de faible résistance, sous l'effet de la pression des eaux en crue. Ce n'est pas facile à traiter et le nombre d'interfaces entre éléments rigides et remblai doit être minimisé. En outre, le problème de la transition doit être considéré d'un point de vue holistique plutôt qu'élément par élément. Par exemple, autrefois, les colliers anti-infiltrations étaient installés sur les tuyaux traversant des barrages en remblai, mais cette méthode est maintenant considérée comme inadéquate (Johnston *et al.*, 1999), parce que l'inconvénient de ne pas pouvoir réaliser un compactage efficace autour des colliers est pire que les avantages fournis par un chemin d'infiltration plus long (*cf.* section 9.15.4).

Des indications détaillées sur la conception des structures de crête peuvent être trouvées dans les recommandations pour la réduction des risques de dommages en cas d'ouragan ou de tempête (USACE, 2012a). Ce document a été mis à jour après les événements de l'ouragan Katrina ; il prend en compte les leçons apprises sur la performance des digues et des structures de crête au cours de celui-ci.

9.15.2 Murs de crêtes

On utilise les murs de crêtes pour rehausser le niveau de protection contre les crues sans accroître l'empreinte au sol d'une digue (les options de coupes-types de digues sont abordées aux sections 3.2 et 3.3). Ceci peut être fait sans perte significative de la largeur de crête, évitant d'avoir à élargir la base, et limitant le coût et l'impact de la surélévation. Les murs de crête peuvent être des structures autostables, supportées uniquement par la digue, et reposant sur un pied ou un talon pour procurer une partie de la résistance latérale aux poussées hydrostatiques de projet (le reste provenant du frottement à la base). Ils peuvent aussi, c'est une alternative, être des structures composites soutenues par des pieux ou des palplanches qui pénètrent à travers la digue. Un exemple de mur de crête composite construit après l'ouragan Katrina est donné à l'encadré 9.63.

Le processus de conception suit, en gros, celui exposé dans le diagramme de conception de la digue (*cf.* figure 9.3), et tient compte des considérations suivantes :

- le besoin éventuel d'une future surélévation de la digue et ses implications sur la forme du mur ;
- la performance de l'ouvrage en cas de surverse, y compris l'érosion externe du corps de la digue ;
- la stabilité en cas de défaillance par renversement, glissement plan et rupture circulaire, et l'action sismique ;
- la déformation par rapport à la digue au cours de la crue de projet – si nécessaire, des mesures additionnelles doivent être prévues pour éviter les dégâts (par exemple une structure plus rigide, ou une rigidité horizontale accrue par la mise en œuvre de pieux inclinés, etc.) ;
- les tassements différentiels ;
- la constructibilité du mur – si des segments du mur de crête préfabriqués sont prévus, tenir compte de la manière dont ils seront transportés et soulevés pour leur mise en place (*cf.* chapitre 10).

Les problèmes de conception fondamentaux à considérer sont l'érosion externe, la transition hydraulique, la stabilité et le tassement différentiel. Ils sont évoqués dans les sous-sections qui suivent.

9.15.2.1 Érosion externe

Protéger la surface de la digue côté terre du mur de crête contre l'érosion externe est essentiel. Ceci est discuté à la section 9.11.2 et appuyé par les principes de protection contre l'érosion évoqués à la section 9.6.

9.15.2.2 Transition hydraulique

La problématique de transition hydraulique peut se produire entre le mur de crête et la digue en terre. Les deux situations suivantes en sont des exemples :

1. les murs de crête qui ne sont pas incorporés à la digue peuvent reposer sur un matériau susceptible de subir des infiltrations ou une érosion interne ;
2. les murs de crête supportés par des pieux subiront un tassement différent de celui de la digue elle-même. Ceci peut potentiellement créer un vide entre le soubassement de la structure et la digue, au travers duquel les eaux de crue peuvent s'écouler, causant une érosion interne et/ou une inondation.

Le risque inhérent aux pieux susceptibles de causer une transition hydraulique peut être diminué par l'utilisation de pieux plus courts (réduisant le tassement) plutôt que de longs pieux rigides. Une retombée à la base du mur telle qu'un talon en béton ou un rideau de palplanches correctement lié au tablier peut être utilisée pour réduire le risque lié à la transition hydraulique d'un tel ouvrage. Pour les ouvrages existants, où le risque de vides au droit d'une transition hydraulique demeure potentiel, il convient de procéder à des inspections régulières, et des réparations, telles que l'injection de ciment ou la mise en place d'une coupure physique sur un côté de la structure, doivent être envisagées.

9.15.2.3 Stabilité

Les murs de crête doivent être conçus pour garantir la stabilité et éviter le renversement, le glissement plan et la rupture circulaire lors de la crue de projet (cf. sections 9.9 et 9.10), et tenir compte des forces hydrostatiques, hydrodynamiques de soulèvement auxquelles ils peuvent être soumis (cf. section 8.9.1). Si un mur de type mur-poids repose sur la crête d'une digue, l'essentiel de la résistance à la poussée hydraulique en crue est fournie par la digue, et le mur de crête n'aura à résister qu'aux charges hydrostatiques et hydrodynamiques auxquelles il est soumis (y compris le soulèvement de sa base causé par les infiltrations – cf. sections 8.3 et 9.7). Pour les constructions en blocs, il ne faut pas négliger les risques de glissements au contact entre ceux-ci ainsi qu'à la base.

Lorsqu'on effectue des analyses de stabilité d'une digue avec murs de crête, il est recommandé en premier lieu de se concentrer sur les calculs de stabilité de la digue ; d'autres vérifications sont à faire ensuite concernant la stabilité de la structure de crête. Les méthodes à mettre en œuvre pour les analyses de stabilité des structures de crête sont exposées à la section 8.9. Il est important, au cours du processus de conception, de tenir compte de l'interaction et de la rigidité relative de la digue en terre et des éléments structurels. Par exemple, un tassement différentiel peut engendrer la création d'espaces entre les éléments de mur (cf. section 9.15.2.4).

Dans les régions sujettes à des séismes, la performance de la digue et de la structure de crête doit aussi être vérifiée en situation sismique non combinée à une inondation. La conception doit être adaptée, si nécessaire, afin d'assurer une stabilité appropriée dans une telle situation (cf. section 9.9.4).

Encadré 9.63

Murs en "T" de l'aéroport de Lakefront, LPV105, La Nouvelle-Orléans, Louisiane

LPV 105 fait partie du dispositif de protection contre les inondations au nord de La Nouvelle-Orléans, le long du lac Pontchartrain. Cette protection est nécessaire pour protéger la ville en cas de tempête de la montée des eaux, qui peuvent pénétrer dans le lac à partir du golfe du Mexique. Dignes et murs en I du LPV 105 ont été édifiés dans les années 1970, et surélevés dans les années 1990 afin de procurer un niveau de protection de cent ans. Avant l'ouragan Katrina, la hauteur de protection variait de 3,3 à 4,3 mètres au-dessus du MSL (niveau moyen de la mer). Certaines parties du dispositif furent submergées au cours de cet ouragan, provoquant un affouillement significatif sur le côté protégé et, en outre, contribuant à l'inondation de la ville. Suite à cet événement, le niveau de protection de cent ans fut recalculé, déterminant que le sommet du dispositif devrait être rehaussé à 4,7 mètres au-dessus du MSL (USACE, 2007).

Afin d'obtenir le nouveau niveau de protection, les digues et murs en I existants ont dû être remplacés par des murs en T. Accroître la hauteur des digues n'était pas possible en raison du manque d'espace. Rehausser les murs en I ne l'était pas non plus en raison des limites de hauteur de ces murs mises en évidence après l'ouragan Katrina. Afin de construire les murs en T, les précédents furent démolis et les digues durent être partiellement écrêtées pour disposer d'une largeur compatible avec la réalisation des pieux, ainsi qu'avec la largeur totale des dalles. Les fondations des murs en T sont constituées de profilés en H battus et d'un mur parafouille en palplanches. Une coupe-type est présentée en figure 9.146. Une portion du mur en T terminée avec protection parafouille en place est montrée en figure 9.147.

Encadré 9.63 (suite)
Murs en T de l'aéroport de Lakefront, LPV105, La Nouvelle-Orléans, Louisiane

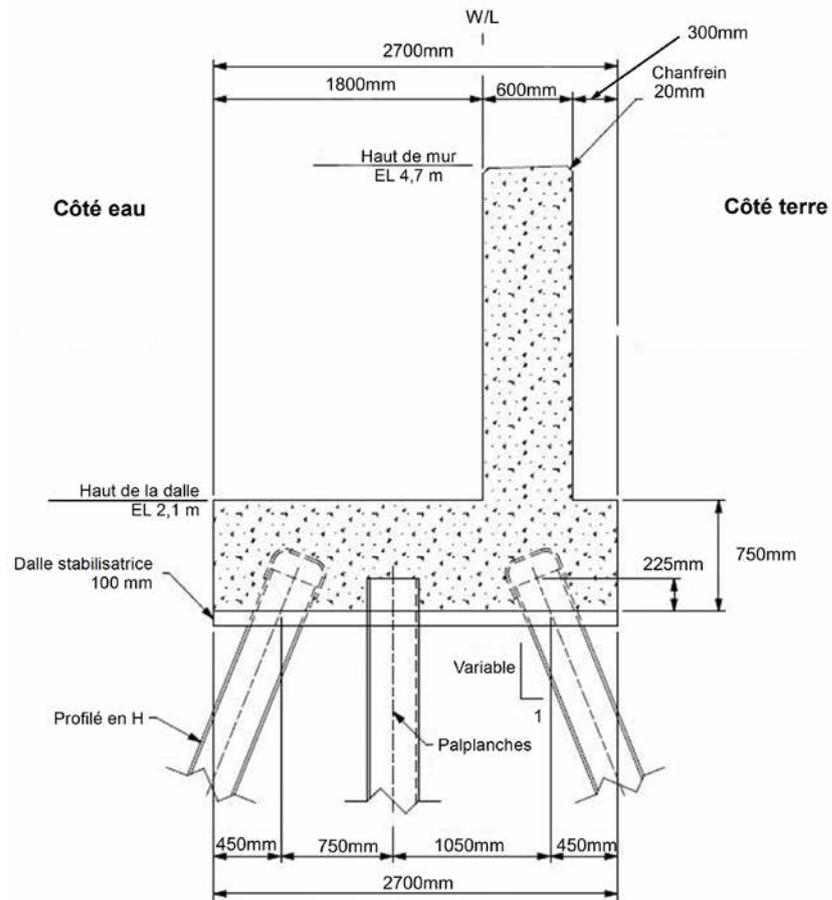


Figure 9.146 **Vue en coupe du mur en T de LPV 105**
 (source : Barry Fehl/URS)



Figure 9.147 **Partie du mur enT de LPV 105 terminée**
 (source : Barry Fehl/URS)

9.15.2.4 Tassement différentiel

Il convient de tenir compte de l'amplitude des mouvements de la crête par rapport à ceux de la digue, pour la durée de vie envisagée, en raison de leurs implications sur la robustesse globale, les charges structurelles subies, la séparation hydraulique et de la nécessité d'entretien récurrent pour assurer l'étanchéité (cf. section 9.12).

Les structures non incorporées, telles que les murs de crête, ne devraient pas connaître les mêmes problèmes que les murs verticaux incorporés (cf. section 9.15.3), parce qu'elles n'interagissent pas avec le corps de la digue de la même manière. Elles ont tendance à se comporter comme des structures plus flexibles, et, dans une certaine mesure, bougeront avec la digue. Ceci génère une autre sorte de problème : les murs en béton renforcé, par exemple, sont fournis en longueurs manipulables pour la construction. Toutefois, parce que ces structures sont rigides en elles-mêmes, elles sont sujettes aux mouvements différentiels vu que la digue se déforme dans le temps (comme montré en figure 9.148). Ceci peut poser des problèmes d'exploitation significatifs, et laisser le mur vulnérable aux infiltrations à travers les joints et à l'érosion localisée, ce qui peut entraîner une défaillance locale en cas d'inondation.



Figure 9.148 **Mouvement différentiel entre des éléments préfabriqués de mur de crête**
(source : Mike Wallis)

Le concepteur doit tenir particulièrement compte de la rigidité relative de la digue et du mur de crête, et trouver le moyen de résoudre le problème subséquent de mouvement différentiel. Il existe deux options fondamentales pour résoudre cette question : soit une solution structurelle soigneusement étudiée, soit une méthodologie bien élaborée pour la surveillance et l'entretien dans le temps (par exemple, une inspection périodique et le remplacement des joints d'étanchéité entre les éléments de mur).

Un important élément de décision pour les murs de crête concerne la manière de traiter le tassement différentiel : le choix fondamental entre une solution structurelle (plus chère à la construction, mais faible maintenance) et une approche mettant l'accent sur la surveillance et la maintenance (vice-versa). Ceci exige la prise en compte de l'ensemble des coûts sur la durée de vie et d'autres considérations telles que la facilité d'accès pour l'entretien.

9.15.3 Murs incorporés

De la même manière que les murs de crête, des murs incorporés peuvent être utilisés pour rehausser le niveau de protection contre les inondations sans pour autant accroître l'emprise au sol de la digue. Ils peuvent être mis en place relativement rapidement et dépasser de la digue comme un simple rideau de palplanches, ou encore être enrobés de béton. Leur simplicité apparente est la raison pour laquelle ils sont relativement fréquemment utilisés, mais leur fonction et leur performance sont souvent mal comprises, avec des conséquences potentiellement désastreuses.

Le processus de conception suit, en gros, celui exposé dans le diagramme de conception de la digue (cf. figure 9.3) et tient compte des considérations suivantes :

- le besoin éventuel d'une surélévation future de la digue et ses implications sur la forme du mur ;
- L'érosion externe du corps de la digue côté terre ou eau, compromettant l'encastrement du mur ;
- La stabilité vis-à-vis de la rupture circulaire profonde, de la rotation du mur et de l'action sismique ;
- La déformation du mur par rapport à la digue lors de la crue de projet – si nécessaire, des mesures additionnelles doivent être prévues pour éviter les désordres (par exemple : une structure plus rigide, ou une rigidité horizontale accrue par la mise en œuvre de pieux inclinés, etc.) ;
- les mouvements différentiels ;
- la constructibilité du mur incorporé (cf. chapitre 10), y compris la nécessité de disposer des moyens terrestres ou flottants, et pour l'installation de pieux.

Les problèmes de conception cruciaux à considérer sont l'érosion externe, la séparation hydraulique, la stabilité et le tassement différentiel. Ils sont évoqués dans les sous-sections qui suivent.

9.15.3.1 Érosion externe

Les murs incorporés peuvent souffrir de l'érosion de la digue dans deux cas :

- du côté eau en raison de l'érosion fluviale ou du littoral ;
- du côté terre en raison de la surverse.

La protection contre l'érosion à la surface de la digue en terre est discutée aux sections 9.6 et 9.11.2 et les outils de conception fournis à la section 8.4.

9.15.3.2 Infiltrations et pressions d'eau

Les murs incorporés créent une barrière contre les écoulements et l'établissement d'une surface phréatique régulière dans la digue. En conséquence, et alors que le mur incorporé peut être soumis à la pleine action hydrostatique du côté eau, la pression peut être bien moindre côté terre. Si cet effet peut être bénéfique pour limiter les infiltrations à travers la digue en cas de crue, la structure doit être conçue pour résister à cette différence de charge.

9.15.3.3 Stabilité

Les calculs de stabilité du mur incorporé se comportant comme un mur cantilever en cas de crue doivent prendre en compte :

- le profil de la nappe phréatique (cf. section 9.15.3.2). Ceci nécessite l'analyse des écoulements (cf. section 9.7) ;
- les déplacements résultant de la différence entre les pressions d'eau des deux côtés du mur (cf. section 9.15.3.2). Les différences de rigidité entre le mur et les matériaux de remblai de la digue peuvent entraîner un déplacement du mur cantilever par rapport au sol, créant un espace entre le mur et le sol, et la pression hydrostatique totale s'exerce alors du côté eau du mur. Si ce dernier a été conçu pour supporter la pression hydrostatique seulement au-dessus de la crête de la digue, il pourrait céder comme cela s'est produit à La Nouvelle-Orléans pendant l'ouragan Katrina (cf. encadré 9.64 pour plus de détails) ;
- la diminution de la **butée**, du fait de la pente côté terre de la digue.

La conception de murs de soutènement incorporés est un problème majeur en soi, et il est suggéré aux lecteurs de se référer à Gaba *et al.* (2003) ainsi qu'à l'Eurocode 7.

Il convient de vérifier le risque d'instabilité rotationnelle profonde sous le pied du mur.

Dans les régions sujettes aux séismes, la performance de la digue et de la structure de crête doit aussi être vérifiée en situation sismique non combinée à une inondation. La conception doit être adaptée, si nécessaire, afin d'assurer une stabilité appropriée dans une telle situation.

On peut utiliser des analyses par éléments finis ou différences finies pour étudier l'interaction de tous les éléments, mais des calculs plus simples sur les différents composants évoqués doivent toujours être effectués pour vérification.

9.15.3.4 Mouvements différentiels

Les mouvements potentiels de la digue et de la structure incorporée l'une par rapport à l'autre doivent être évalués pour toutes les situations possibles durant la vie de l'ouvrage. Les ordres de grandeur de ces mouvements entre le mur incorporé et la digue doivent être évalués, ainsi que leurs conséquences en termes de robustesse, de contraintes structurelles sur les éléments et de la nécessité de surveillance et d'entretien réguliers pour garantir l'étanchéité.

9.15.3.5 Positionnement du mur incorporé par rapport à la crête de la digue

Par définition, les murs de crête sont normalement mis en place sur la crête de la digue. Selon les détails de conception, ils peuvent l'être :

- **du côté eau de la crête** : cette position maximalise la part de la digue côté terre, et donc la résistance passive (butée) fournie par la crête, le talus côté terre et si c'est le cas, la berme du même côté. La largeur de la crête disponible pour la circulation de véhicules reste en grande partie la même et située côté terre, de telle sorte que les interventions d'urgence et d'entretien peuvent avoir lieu en périodes de hautes eaux. Cependant, si la résistance de la digue à l'érosion côté eau est limitée, cette érosion peut réduire le support fourni par le talus côté eau au mur de soutènement ;
- **au centre de la crête** : cette position présente l'avantage d'optimiser le support passif (la butée) offert au mur incorporé, à la fois pendant la crue et au cours de la décrue rapide qui suit (cf. section 9.9). Toutefois, et à moins que la crête ne soit très large, ce positionnement affectera le passage de véhicules le long de la crête pour l'exploitation et la maintenance ou les interventions d'urgence ;
- **du côté terre de la crête** : cette position maximalise l'espace pour la rivière en crue, et fournit la meilleure résistance à l'érosion fluviale ou littorale. Mais la conception du mur incorporé est moins efficace dans cette position parce que le talus côté terre offrira peu de résistance passive pour le mur. Un autre inconvénient de ce positionnement est que les véhicules de maintenance ou d'intervention d'urgence ne pourront avoir accès le long de la crête pendant une inondation.

Encadré 9.64

Défaillances de structures de crête incorporées

La défaillance des murs en I à La Nouvelle-Orléans a été causée par un manque de compréhension de l'interaction entre les digues et les murs incorporés relativement rigides (ASCE, 2007 et Brandon *et al.*, 2008).

Les figures 9.149 et 9.150 montrent l'effet sur les surfaces de rupture du vide rempli d'eau.

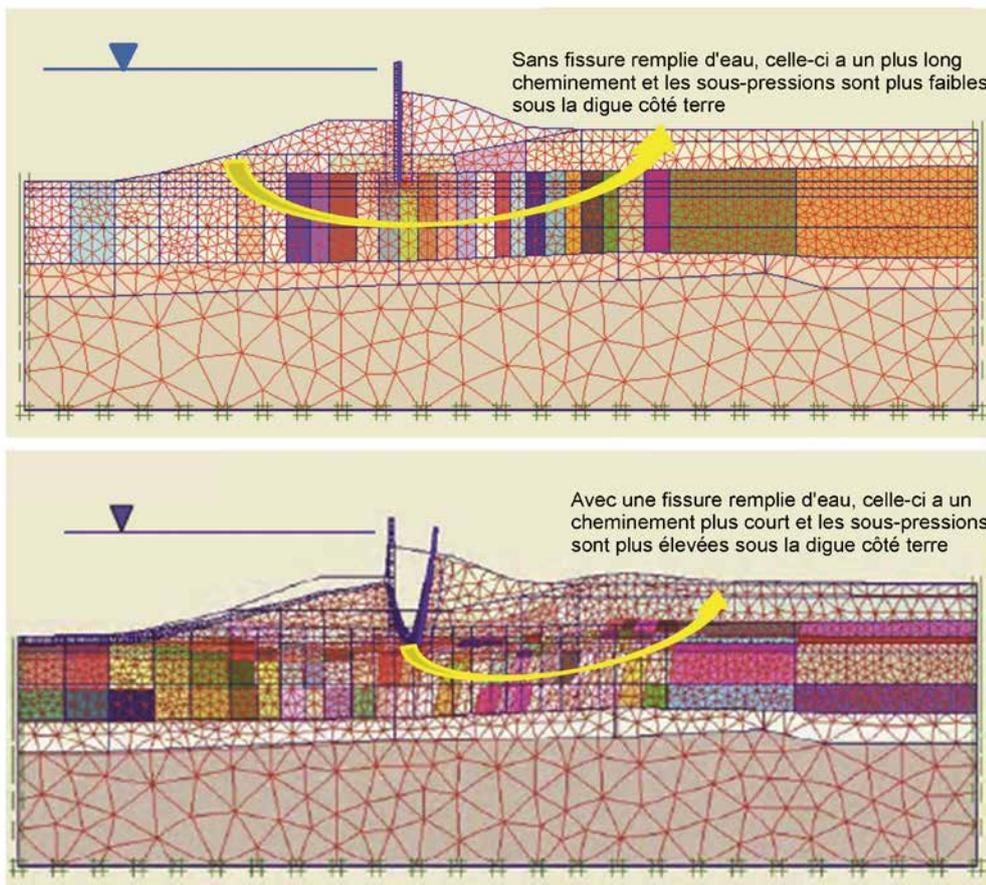


Figure 9.149 Rupture des murs en I pendant l'ouragan Katrina, (source : USACE)

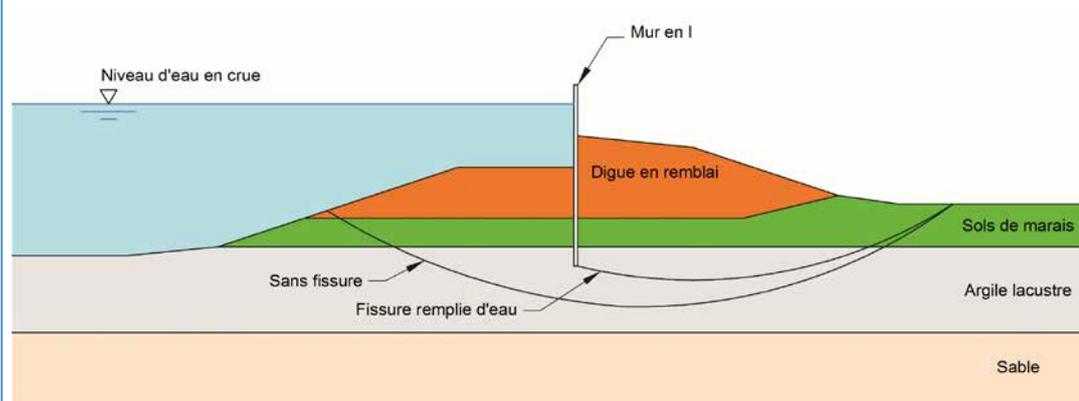


Figure 9.150 Rupture des murs en I, Nouvelle-Orléans (d'après Brandon *et al.*, 2008)

9.15.4 Tuyaux, conduits et galeries

9.15.4.1 Introduction

Il est parfois nécessaire de mettre en place des tuyaux, conduits et galeries pour transporter des liquides ou gaz à travers ou sous les digues. La solution préférable consiste à faire passer le tuyau ou conduit par-dessus la digue, ce qui évite de perturber le corps de la digue dans son ensemble – la section 9.15.4.2 fournit des indications de conception afin d'obtenir ce résultat.

Si ce n'est pas possible, le concepteur de la digue est alors confronté à un nombre de challenges concernant les fuites, le tassement différentiel, les infiltrations et l'érosion causée par une turbulence accrue. La section 9.15.4.3 explique comment faire face à ces challenges lors de la conception détaillée.

Enfin, la section 9.15.4.4 fournit des indications concernant le remplacement de canalisations qui ont atteint leur limite d'âge.

9.15.4.2 Tuyaux passant par-dessus des digues existantes

La perturbation causée au sein de la digue par des tuyaux, conduits et galeries est par principe indésirable, parce qu'elle peut affecter négativement la performance de la digue, mais aussi, et potentiellement, la fonction du tuyau lui-même. Cette section fournit un exemple de l'approche aux États-Unis de la conception de passages par-dessus les digues. La tendance actuelle, là-bas, est de faire passer de telles canalisations d'alimentation sous pression en cavalier sur une digue existante sans excavation de crête en deçà de la zone de revanche. Lorsqu'il est nécessaire de les enterrer au-delà de celle-ci, un remblai additionnel est mis en place sur la crête. La figure 9.151 est une vue en coupe d'un tuyau passant par-dessus une digue mais nécessitant un remblai additionnel.

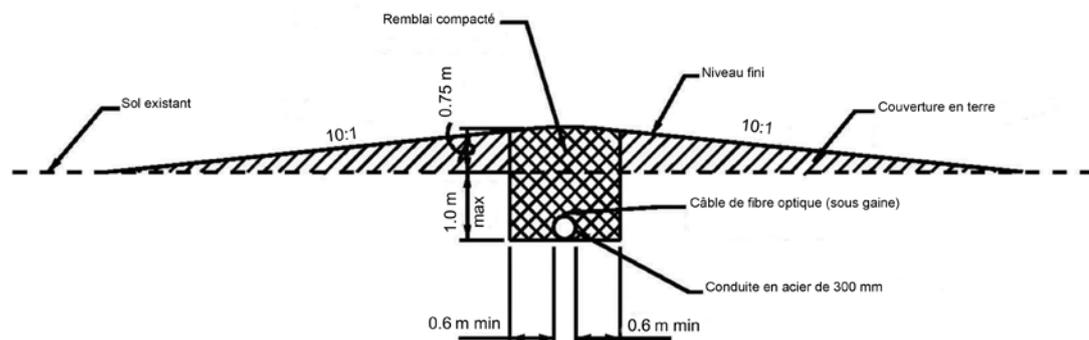


Figure 9.151 **Vue en coupe d'un tuyau traversant au niveau du couronnement d'une digue**

(source : Ville de Paducah, Kentucky, dispositif de digues de Paducah)



Figure 9.152 **Tuyaux d'alimentation passant par-dessus les digues de Paducah, Kentucky (a) et de Cincinnati, Ohio (b)**

(source : Ville de Paducah et du Service métropolitain des eaux usées)

La figure 9.152 montre des photographies d'une zone de surélévation sur le couronnement d'une digue. Ces tuyaux sont généralement conçus pour être équipés d'une vanne de fermeture côté terre et côté eau de la digue, localisée entre 3 et 15 mètres (10 à 50 pieds) du pied de la digue. Ceci permet d'isoler des tronçons endommagés ou défectueux pouvant causer une érosion interne du remblai en cas de crue.

Une fois mises en place, les nouvelles canalisations sont normalement testées sous pression afin de vérifier que les joints sont étanches. Elles ne nécessitent généralement pas de fourreau externe en raison du niveau élevé de la crête de digue ou de leur installation dans les zones de revanche. L'encadré 9.65 décrit les procédures de tests de joints appliquées aux États-Unis pour les tuyaux préfabriqués en béton.

Encadré 9.65

Tests de joints de tuyaux aux États-Unis

Aux États-Unis, les tests de joints pour les tuyaux préfabriqués en béton doivent remplir les critères ASTM C1103-3 (2009) pour ceux de 24 pouces (0,61 mètre) ou ASTM C 1214-02 (2009) pour ceux jusqu'à 36 pouces (0,91 mètre). D'autres méthodes peuvent être appliquées à cet effet telles que l'utilisation d'air, de gaz ou de fumée, sur la base des normes nationales.

Le remblai autour de tuyaux d'alimentation sous pression peut être composé de :

- matériaux pulvérulents jusqu'à une certaine distance du pied de la digue ;
- sols imperméables avec une perméabilité estimée inférieure à 1×10^{-7} m/sec.

Les réseaux d'alimentation non sous pression (électricité, fibre optique, télécommunications, etc.) sont installés de la même manière. Ils sont insérés dans un fourreau protecteur dont l'intérieur est rempli d'un matériau agréé afin de garantir que les eaux de crue ne puissent pas passer à travers l'espace entre le fourreau et le câble d'alimentation.

La figure 9.153 montre l'exemple d'un siphon inversé traversant une digue en France. Ce concept a été élaboré sur la base des recommandations exposées à l'encadré 9.66 (cf. section 9.15.4.3). À noter, en particulier, que la surface de la digue comporte une protection en béton armé sur cinq mètres de part et d'autre du tuyau, et que celui-ci est à l'air libre des deux côtés de la digue pour en faciliter l'accès et la maintenance.

D'autres aspects des conduites traversantes sont illustrés aux figures 9.154 et 9.155. Une fois encore, il est à noter que le tuyau est bien protégé dans l'ouvrage fini et accessible pour les besoins de maintenance.

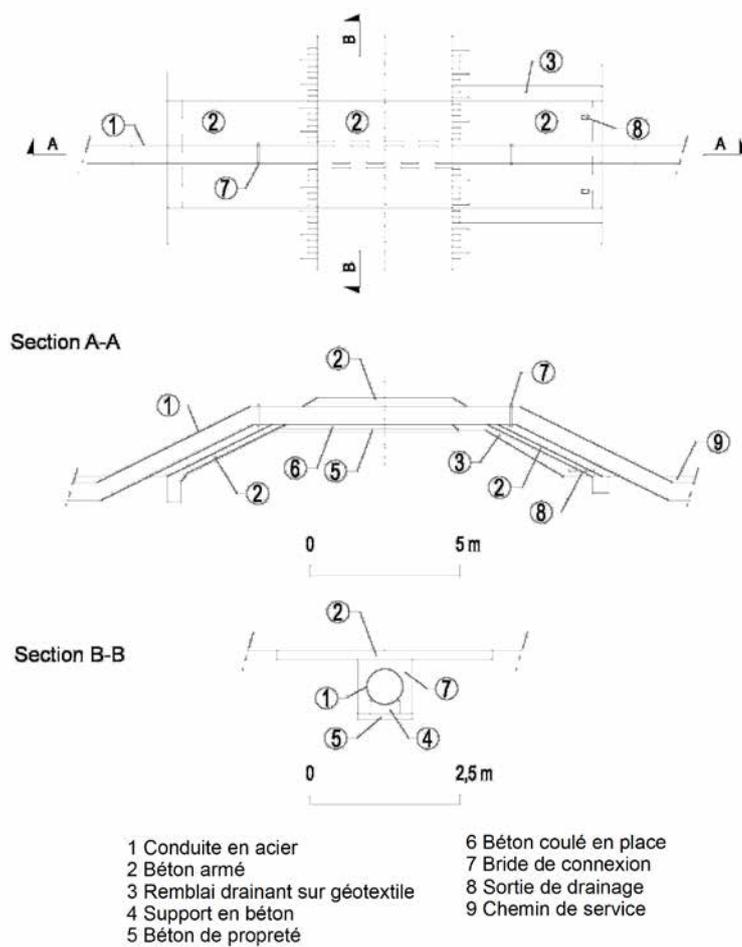


Figure 9.153 **Vue en coupe d'un siphon inversé traversant une digue en France**
 (source : Symadrem et d'ISL)



Figure 9.154 **Tuyau traversant le Rhône en France**
 (source : Symadrem)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



Figure 9.155 **Vue côté terre d'un tuyau traversant le Rhône en France**
(source : Symadrem)

9.15.4.3 Tuyau, conduit et galerie passant au travers de digues

S'il s'avère impossible de faire passer le tuyau, le conduit ou la galerie par-dessus la digue, il faut soigner la conception pour garantir la fonction de protection contre les crues de la digue. Cette section présente les problèmes cruciaux de conception et fournit des recommandations et exemples détaillés pour cela.

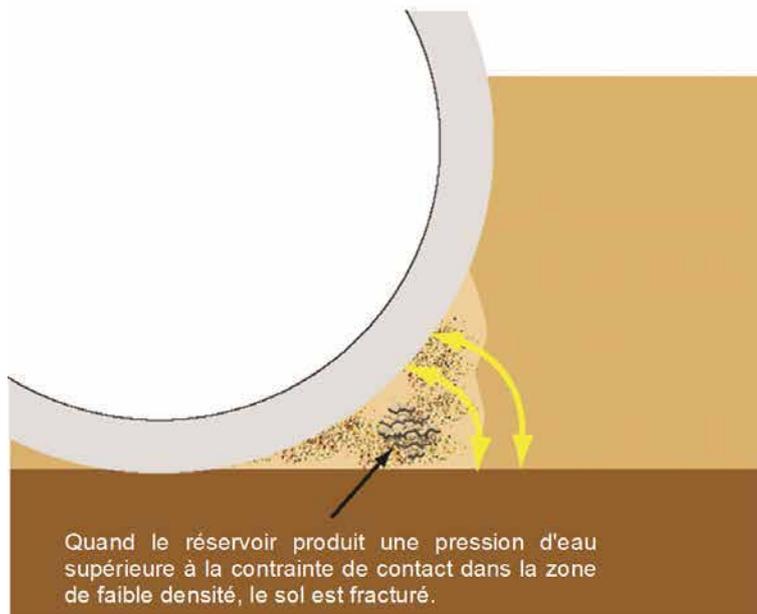
Érosion externe

La disposition de l'ouvrage d'entrée et de sortie des eaux peut accroître les turbulences causées par le courant de long de la digue, en particulier en cas de crue. Ceci peut causer une érosion locale de la surface de la digue. Il convient donc de prévoir un surdimensionnement des dispositifs de protection de surface (cf. section 9.6) à ces endroits.

Infiltrations et érosion interne

Des problèmes dans le choix des matériaux et les détails de construction peuvent **favoriser les infiltrations** à travers la digue à proximité des tuyaux ou conduits. Il est, en particulier, très difficile d'assurer un compactage correct et d'obtenir d'importantes contraintes de contact au niveau des interfaces. Si la contrainte de contact tombe en deçà de la pression de l'eau lors de la crue de projet, une fracturation et une séparation hydrauliques peuvent en résulter. Si cela se produit, une fissure peut s'ouvrir le long de l'interface, et fournir un passage pour une fuite et potentiellement une érosion interne. Ceci peut générer un ramollissement du remblai, la création de vides et, en fin de compte, un effondrement. Des recommandations et exemples correspondants sont fournis plus loin dans cette section.

Comme montré aux figures 9.156 et 9.157, un mauvais compactage des matériaux de remplissage autour d'un tuyau peut générer une fracturation hydraulique, des infiltrations et une érosion interne. Il est à noter que ce processus peut survenir rapidement, la fracture hydraulique engendrant l'ouverture immédiate d'un passage pour l'eau plutôt qu'une lente détérioration. FEMA (2009) fournit des exemples de situations dans lesquelles de telles défaillances se sont produites lors du remplissage initial de réservoirs constitués par des barrages en remblai. Les mêmes mécanismes de défaillance peuvent être constatés dans des digues importantes lors des crues.



Un mauvais compactage conduit à un effet de voûte sur les flancs de la conduite. Cela crée une zone de faible densité sensible à la fracturation hydraulique.



La fracture hydraulique peut se propager vers l'aval et initier une fuite depuis le réservoir.

Figure 9.156 **Mauvais compactage sous les reins du tuyau engendrant infiltrations et érosion interne**
(source : FEMA, 2009 et du US Bureau of Reclamation)

1

2

3

4

5

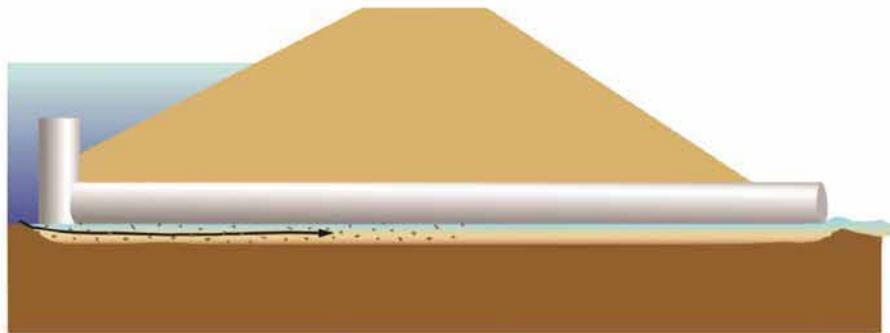
6

7

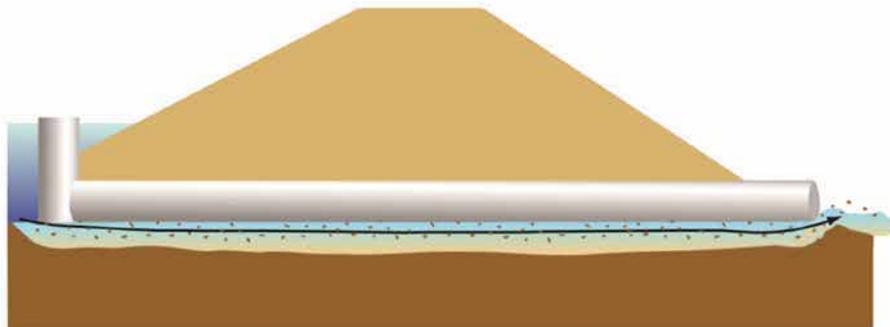
8

9

10



L'eau du réservoir pénètre dans la fracture hydraulique, initiant une érosion interne au niveau des murs latéraux.



L'écoulement d'eau depuis le réservoir poursuit le processus d'érosion interne dans la fracture hydraulique. Une infiltration intergranulaire n'est pas nécessairement mise en jeu dans ce processus et les matériaux de remblai surmontant le vide généré peuvent être non saturés.



Un vide s'est formé autour de la conduite, dû à un écoulement d'eau à travers la fracture hydraulique.

Figure 9.157 **Érosion interne autour de tuyaux causée par un mauvais compactage et une séparation hydraulique**
(source : FEMA; 2009 et du US Bureau of Reclamation)

D'un autre côté, comme l'illustre la figure 9.159, il faut être attentif et éviter d'exercer une force de compactage trop importante susceptible de soulever le tuyau et d'ouvrir ainsi un vide créant un passage pour l'eau sous le tuyau.

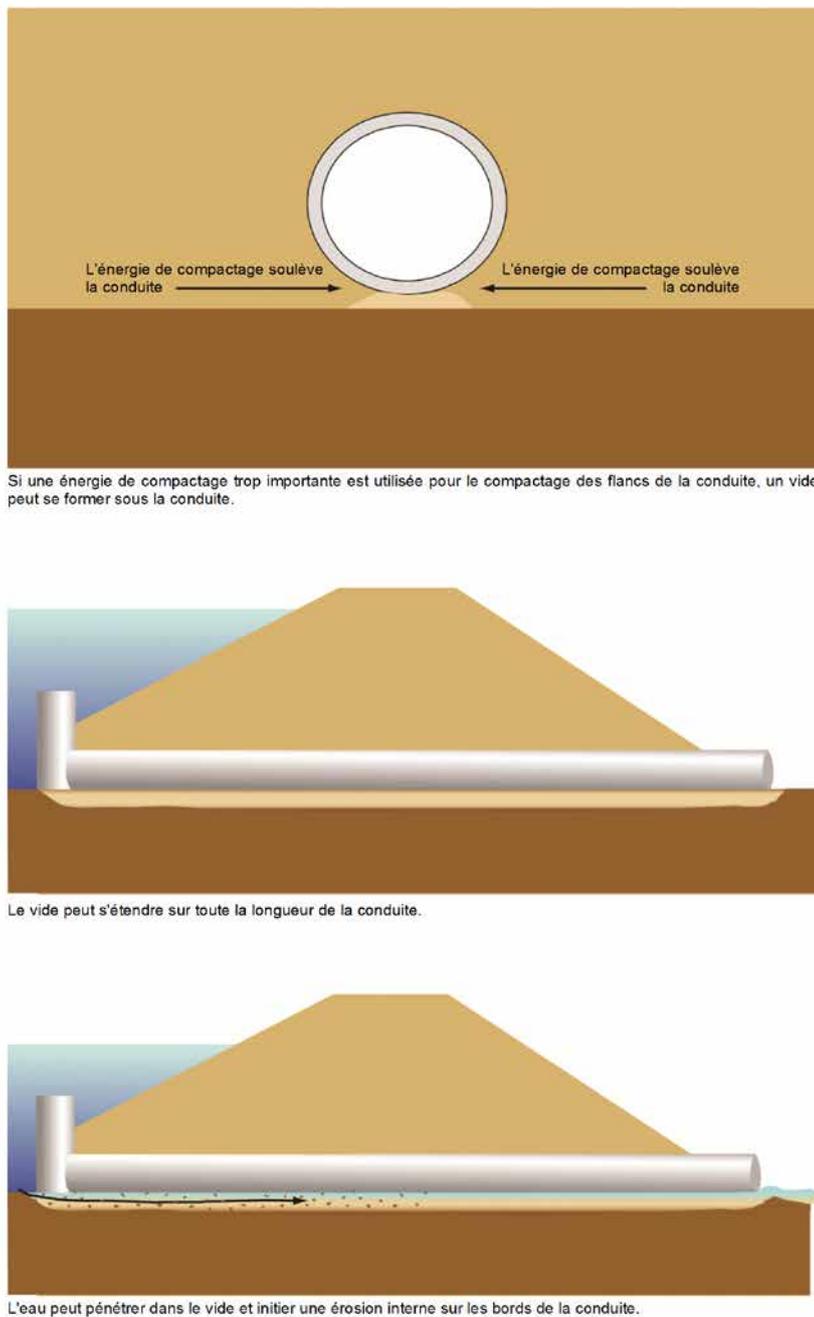


Figure 9.158 **Compactage excessif favorisant la séparation hydraulique**

(source : FEMA, 2009 et du US Bureau of Reclamation)

Les tuyaux peuvent aussi fuir, en particulier s'ils sont anciens ou ont été détériorés. Ces fuites peuvent accroître les pressions interstitielles à l'intérieur de la digue, causant potentiellement ramollissement et instabilité. Elles peuvent aussi être la cause d'érosion interne.

Tout comme d'autres « structures associées », les tuyaux, conduits et galeries peuvent souffrir des effets d'un tassement différentiel, parce que ce sont des inclusions rigides à l'intérieur d'une digue comparativement meuble et flexible. À titre d'exemple, la crête d'une digue sera plus sujette à tassement que ses talus latéraux et ses pieds. Le tassement différentiel peut endommager le tuyau, conduit ou galerie, en particulier au droit des joints (engendrant des fuites qui, à leur tour, affecteront la digue). Il peut aussi causer une séparation hydraulique et donc des infiltrations.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Afin de prévenir les problèmes d'infiltrations, les tuyaux traversant des digues et les remblais de barrages étaient normalement fournis avec des colliers anti-infiltrations. Ceci n'est plus considéré comme une bonne solution, les inconvénients causés par un compactage insuffisant autour des colliers l'emportant sur les avantages d'une longueur de chemin d'infiltrations plus étendue (cf. figure 9.159).



Figure 9.159 **Difficultés de compactage autour de colliers anti-fuites**
(source : FEMA, 2009 et du US Bureau of Reclamation)

La pratique actuelle pour les barrages consiste à ne pas avoir de tels colliers, mais à incorporer d'autres détails techniques au niveau de la conception. Ces raffinements sont peut-être moins importants pour les petites digues, parce que la charge hydraulique sera moins forte, mais il est conseillé de tenir compte de ces problèmes pour toutes les digues et de mettre en œuvre des mesures appropriées à la conception, si nécessaire :



Figure 9.160 **Tuyau préfabriqué en béton supporté par un lit bétonné**
(source : FEMA, 2009 et du US Bureau of Reclamation)

1. lorsqu'il s'agit de tuyaux rigides, les problèmes liés au compactage sous et autour de ces tuyaux peuvent être résolus en construisant un berceau ou un lit en béton jusqu'à un niveau de l'ordre de 25 % du diamètre du tuyau (cf. figure 9.160). Tous les joints d'un tel support en béton doivent être positionnés pour coïncider avec ceux du tuyau. Afin de faciliter le compactage autour du berceau, il faut éviter les arêtes vives et les côtés doivent avoir une pente de 10V/1H, ou inférieure ;

2. les tuyaux flexibles (par exemple en Pehd), les berceaux doivent être évités car ils empêchent le mouvement requis pour mobiliser la résistance du tuyau. Il faut alors complètement enchâsser le tuyau. On peut recourir à un diaphragme ou un collier jouant le rôle de filtre (cf. figure 9.161) ;

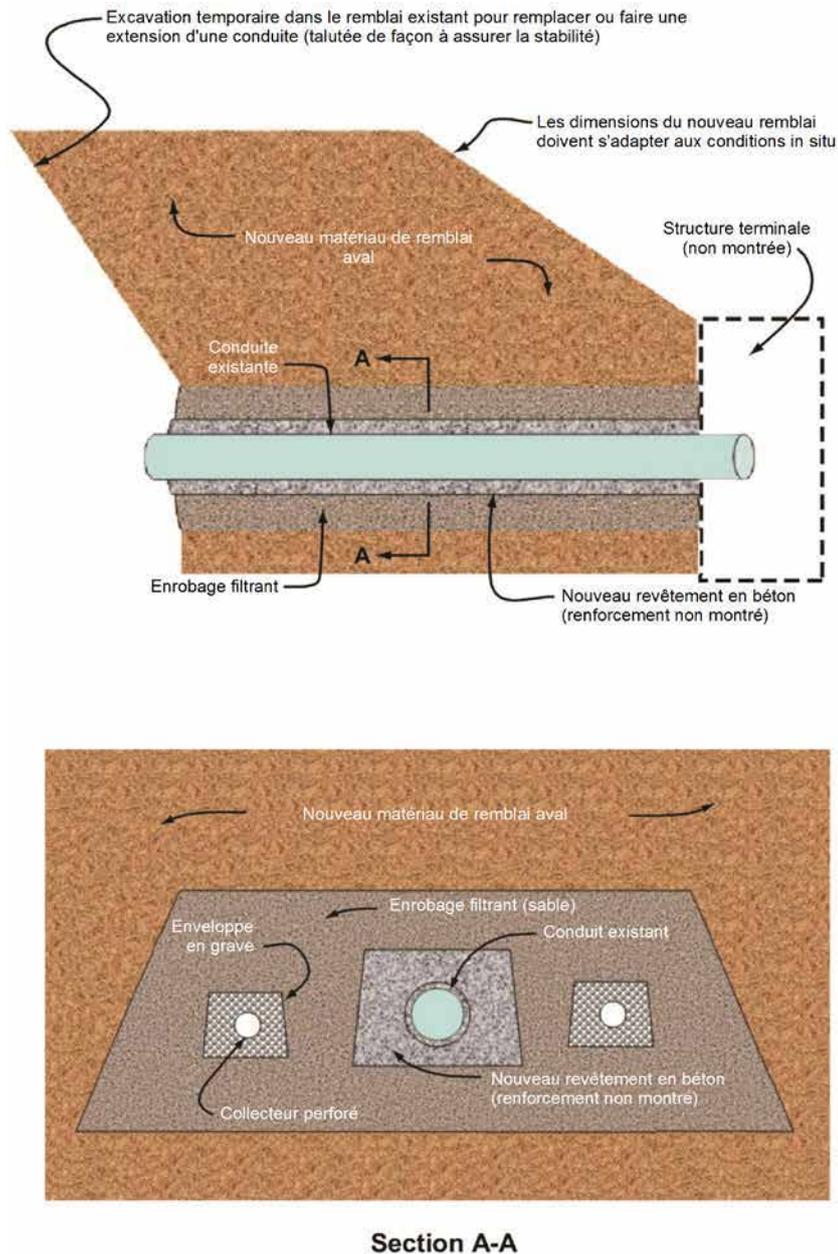


Figure 9.161 **Détails d'un collier filtre en sable**
(source : FEMA, 2009 et de l'US Bureau of Reclamation)

3. il est plus aisé d'obtenir un bon compactage et de maintenir une pression positive au contact si les parois verticales des structures en béton comme les galeries, sont inclinées, disons à 5V :1H

En France, Symadrem a élaboré des directives pour la conception des ouvrages traversants, comme les conduites (Tourment *et al.*, 2012). Ceux-ci sont énoncés à l'encadré 9.66.

Encadré 9.66

Directives du Symadrem concernant les tuyaux et galeries traversant des digues

Recommandations pour éviter l'érosion interne autour de la structure :

1. lorsque c'est possible, préférer le système en siphon inversé pour diminuer le gradient hydraulique et la pression dans la conduite ;
2. les tuyaux du siphon doivent, autant que possible, être à l'air libre côté terre du talus de la digue afin d'en faciliter l'accès et de permettre leur entretien sans endommager la digue
3. le profil de traversée doit être choisi de manière à n'avoir aucun impact sur la géométrie de la digue ;
4. les mesures de protection contre la séparation hydraulique et l'érosion interne doivent comprendre :
 - i. un dispositif de coupure ou un collier (parafouille en béton) en amont ;
 - ii. un filtre (sable ou géotextile) autour du tuyau, côté terre, afin de prévenir l'érosion interne à l'interface entre le tuyau et le remblai ; le filtre doit être protégé par un remblai drainant qui est ensuite recouvert de terre ou d'une carapace en béton armé (avec trous d'évacuation) ;
5. la conception doit être fondée sur la règle de Lane (cf. section 8.1.5.2) ;
6. concernant les structures en béton, le béton doit être coulé directement dans les excavations afin d'éviter un mauvais compactage au contact des structures et d'accroître la surface de contact.

Recommandations vis-à-vis des niveaux de crue élevés :

- un dispositif robuste de fermeture ou de verrouillage externe doit être installé sur le côté amont des tuyaux ou des galeries qui s'ouvre lorsque les niveaux d'eau sont bas afin d'éviter les pressions élevées à l'intérieur du tuyau galerie.

Recommandations en conditions normales de fonctionnement :

- les conduites situées des deux côtés de la digue doivent être démontables pour permettre l'entretien et les réparations sans endommager la digue ;
- les talus de la digue, sur 5 mètres de chaque côté de la conduite traversante, doivent être revêtus de béton pour réduire la probabilité de l'érosion et éviter la croissance de la végétation près de la conduite ;
- la protection contre l'érosion externe autour de la conduite devrait être intégrée dès la phase de conception.

Les exemples ci-dessous (tirés du cas d'Aramon en France) fournissent des détails d'ouvrages hydrauliques traversant des digues. Dans ces deux exemples, la conception a amélioré la résistance à l'érosion de conduit le long des structures en allongeant le chemin d'infiltration potentiel. L'allongement de la trajectoire de l'infiltration a été rendu possible en :

- incorporant des poutres en bétons dans les fondations, en coulant le béton directement dans les tranchées creusées (plutôt que de compacter le long de la structure) ;
- utilisant des parois latérales inclinées afin d'améliorer le compactage du remblai contre les parois ;
- ajoutant une peinture bitumineuse sur la paroi pour augmenter le contact entre le remblai et la paroi.

Les figures 9.162 et 9.163 présentent respectivement une coupe transversale et une vue en plan de l'ouvrage traversant.

La figure 9.164 est une photographie prise pendant la construction et la figure 9.165 montre la structure achevée.

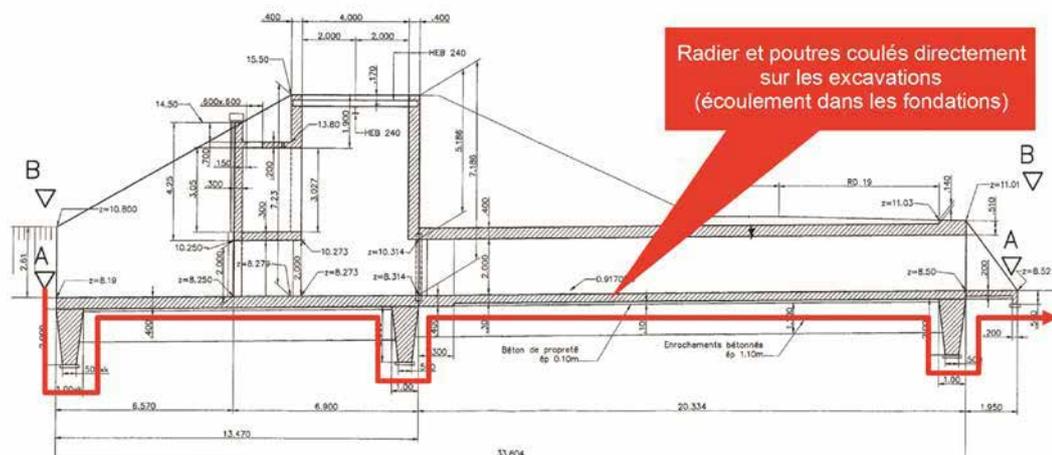


Figure 9.162 Coupe transversale de l'ouvrage hydraulique traversant à Aramon (source : Thibaut Mallet)

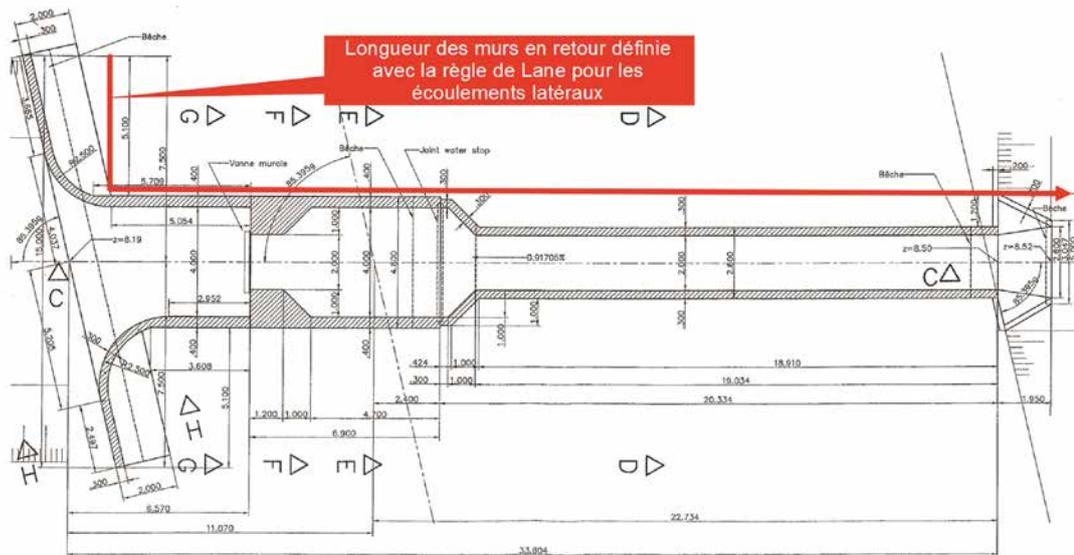


Figure 9.163 **Vue en plan de l'ouvrage hydraulique traversant à Aramon**
(source : Thibaut Mallet)



Figure 9.164 **Construction de l'ouvrage hydraulique traversant à Aramon**
(source : Thibaut Mallet)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



Figure 9.165 Photographie de l'ouvrage achevé à Aramon
(source : Thibaut Mallet)

Pour les tuyaux ou galeries passant à travers ou sous les digues, l'U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (2000) recommande l'installation d'un remblai de drainage sur le tiers aval de la longueur du tuyau sur le côté terre de la digue, comme l'illustre la figure 9.166.

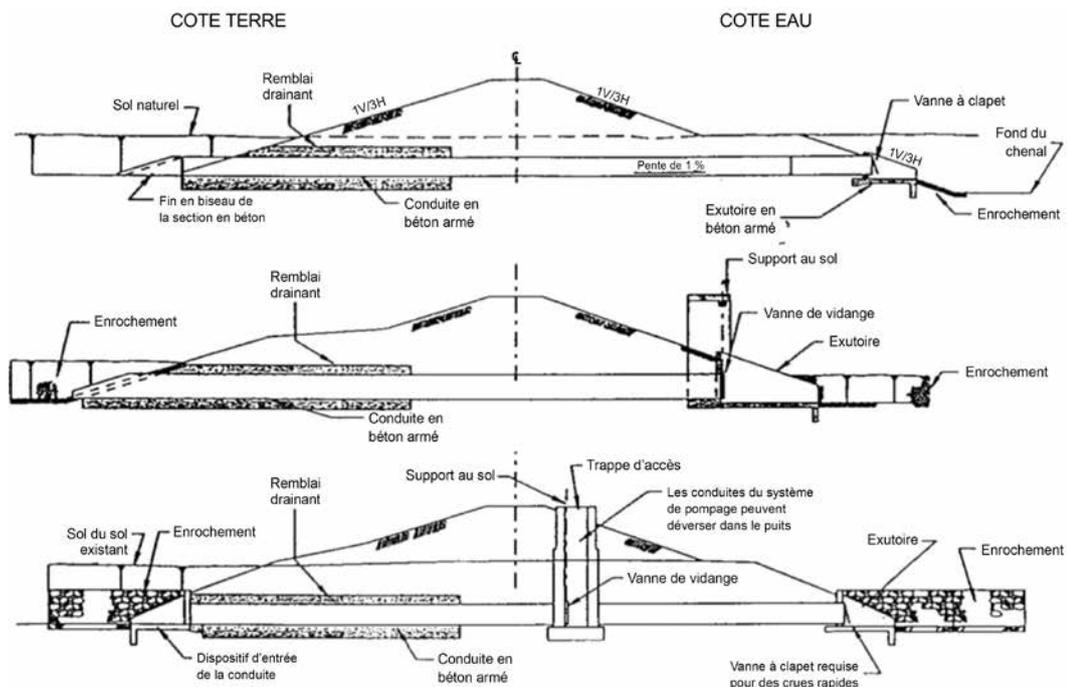


Figure 9.166 Coupes-typiques de structures de drainage à travers les digues
(source : USACE, 2000)

Les joints de tuyaux

Une approche basée sur les risques est recommandée pour décider si les tuyaux doivent être placés dans des galeries ou directement à même le remblai. Lorsqu'une conduite à emboîtement et rotules est placée directement dans le remblai, un géotextile doit envelopper l'extérieur de la conduite afin de prévenir la migration de fines dans le tuyau à travers les joints.

Structure de la conduite et durabilité

Les tuyaux et galeries peuvent se corroder, perdre de leur débitance en raison de l'accumulation de sédiments ou de débris, se déformer, se fissurer ou éclater en raison des déformations ou d'une surcharge. La conception structurelle des conduites et galeries dépasse la portée de ce manuel, mais de plus amples informations sont fournies par la Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2009) et Balkham *et al.* (2010).

Utilisation de forage directionnel pour l'installation du tuyau à travers des digues existantes

Aux États-Unis, l'utilisation de forage directionnel pour installer des conduites sous pression sous des digues est déconseillée en raison de problèmes liés à l'infiltration et à l'érosion dans les zones voisines remaniées lors de l'installation des conduites. Ce type de technologie sans tranchée requiert une analyse des caractéristiques des sols et des nappes souterraines, des points d'entrée et de sortie de la conduite, des procédures de construction, des niveaux de pression autorisés ; elle requiert aussi des contrôles qualité sur site et la mise en place d'un système de suivi de la qualité pendant la mise en œuvre de la conduite, l'injection de l'espace annulaire de la conduite, le remblayage de toute zone excavée et la réparation et le rétablissement des zones de travaux. Des recommandations sur le forage directionnel sont données par l'USACE (2000). Des recommandations sur la mise en œuvre de conduites sous des digues à l'aide de forage directionnel sont fournies par Staheli *et al.* (1998). Des recommandations pour la construction de conduites à l'aide de microtunneliers sont fournies par Bennett *et al.* (1995).

9.15.4.4 Remplacement de conduites anciennes et de sections de galeries

Besoin de remplacement

Une canalisation ou une galerie atteint sa fin de vie utile lorsqu'une étude montre qu'elle ne peut plus être réparée de manière rentable. Cette étude peut être conduite par une inspection visuelle directe ou par caméra téléguidée (*cf.* section 5.4.4 et encadré 5.28). Lorsque décision est prise de remplacer une conduite ou une galerie, une solution de remplacement doit être trouvée tenant compte du coût, de la praticité, de la performance et de la sécurité (tant du point de vue des ouvriers travaillant sur le chantier que du risque accru en cas de crue pendant le chantier).

Le choix de la solution doit être déterminé par le motif justifiant le remplacement du tuyau ou de la galerie. Il se peut que la structure ait déjà largement dépassé sa durée de vie d'origine et ait été soumise à un processus de détérioration durant cette période. Il se peut également qu'il s'agisse d'une conduite ou galerie relativement neuve ayant subi une détérioration importante et inattendue sur une période courte en raison de tassements, d'infiltrations ou de l'érosion interne. Dans ce cas, les dégâts peuvent être le symptôme d'une défaillance ou d'un processus de détérioration, qui ne sera pas résolu par la seule réparation de la canalisation ou de la galerie.

Besoins en données

Les informations suivantes sont en principe requises, ou rassemblées, dans le cadre du processus de conception de la canalisation ou d'une galerie de remplacement :

- les plans de récolement de la conduite ou de la galerie d'origine et de la nouvelle canalisation ou galerie après réparation ou remplacement doivent inclure des coupes longitudinales, des coupes transversales et des détails de mise en œuvre et de finition ;
- les rapports d'inspection par vidéo, sonar, laser et les rapports d'évaluation de l'état de la canalisation ou de la galerie avant réparation doivent mettre en évidence les défauts de la conduite d'origine ;
- en cas de recours aux technologies sans tranchée pour réparer/réhabiliter une conduite, un relevé manuel ou laser de la conduite, doit être réalisé avant l'achat et l'approvisionnement des tuyaux de chemisage ;
- des relevés doivent être faits depuis chaque extrémité de la canalisation, telles que les données GPS, qui seront utilisées pour dimensionner la taille des tuyaux de chemisage (diamètre maximal et longueur maximale des éléments) qui peuvent être logés à l'intérieur de la conduite d'accueil.

Choix du tuyau de chemisage

Pour le chemisage, les trois matériaux suivants sont connus pour avoir été installés avec succès et avoir répondu au niveau d'exigence attendu :

- **Le polyéthylène haute densité (PEHD)** : des conduites avec des parois rigides en Pehd (ASTM D3350-12) avec des surfaces intérieures et extérieures lisses sont généralement utilisées. Les éléments de conduites sont reliés soit par fusion bout à bout (ASTM D2657-07 et D3261-10a) soit par joints emboîtés avec des gorges de verrouillage scellées avec un mastic approprié ;
- **Le chlorure de polyvinyle (PVC)** : une conduite enroulée en spirale est installée à l'aide de bandes profilées continues en PVC (ASTM F1697-09) qui sont enroulées autour d'un gabarit à l'extrémité du tuyau. Contrairement à la norme ASTM F1697-09, pour les digues, les bandes composites en PVC extrudé et renfort métallique pour assurer à long terme la force structurelle de la conduite, ne sont pas considérées comme acceptables. Les joints consistent en un seul système de verrouillage mécanique entre les bandes profilées (scellées au mastic) qui se crée à mesure que le profil s'enroule dans le tuyau. Ni le diamètre extérieur du chemisage, ni le diamètre interne du tuyau ne doivent connaître de variation au niveau du joint. Aux États-Unis, le joint doit répondre aux exigences de performance et aux tests de la norme ASTM F1697-09.
- **Le plastique renforcé de fibre de verre (PRFV)** : des segments de parois rigides en PRFV (ASTM D3262-11, classification de cellule type 1, liner 2, qualité 3) sont normalement utilisés. Les joints doivent être conçus de telle sorte que ni le diamètre extérieur du chemisage, ni le diamètre interne du tuyau ne connaissent de modification au niveau du joint. Les joints doivent être étanches au-delà des niveaux de pression attendus dans la conduite. De plus, aucun coulis ne doit pouvoir pénétrer dans le tuyau depuis l'extérieur lors de l'installation. Aux États-Unis, les joints doivent répondre aux exigences de performance de la norme ASTM D4161-01.

L'installation d'un chemisage approprié doit prendre en compte les enjeux suivants :

- l'hypothèse que le tuyau hôte est ou sera dans un état de détérioration complète et incapable de fournir un soutien structurel au chemisage ;
- la capacité d'écoulement du chemisage ;
- les charges d'exploitation (en règle générale, elles sont seulement prises en compte lorsque la conduite passe en dessous du trafic routier ou autres charges lourdes) ;
- le tassement de la digue et les déplacements horizontaux qui déforment la conduite ou le ponceau jusqu'au profil à long terme de la digue après tassement ;
- les facteurs de sécurité globaux ou partiels (selon les codes de bonnes pratiques locaux ou nationaux ou autres pratiques de conception bien établies) ;
- la durée de vie qui devrait être égale ou supérieure à celle des autres éléments de structure de la digue, la durée de vie minimale suggérée pour les canalisations de remplacement étant de 50 ans.

Méthodes de construction/installation

Un certain nombre de méthodes pouvant être utilisées pour remplacer des tuyaux ou des galeries endommagés sont décrites à la section 10.5.5.4.

Inspection des galeries ou des conduites après remplacement/réhabilitation

Une fois le remplacement ou la réhabilitation de la conduite terminé(e), le tuyau doit être inspecté (par vidéo) et son état évalué en conformité avec les cahiers des charges et autres normes nationales appropriées. Par exemple, l'inspection des canalisations aux États-Unis devrait normalement être effectuée en conformité avec les normes de National Association of Sewer Service Companies (NASSCO) et du Pipeline Assessment Certification Program (PACP). Au Royaume-Uni, des normes similaires sont émises par le Water Research Council (WRC). De plus, ces inspections permettront de définir l'état initial de référence de la conduite et de le comparer avec les inspections ultérieures, à des fins d'évaluation.

Mise hors service : étanchéité et abandon des galeries ou des conduites

Lorsque l'analyse hydraulique de la zone délimitée par une digue montre qu'une canalisation n'est plus nécessaire pour le ressuyage après l'inondation, la conduite ou la galerie peut (et même, doit) être mise hors service, car laisser un chemin de drainage horizontal en travers de ou sous une digue crée un éventuel risque d'infiltration ou de fuite.

Deux méthodes sont couramment utilisées pour faire face à cette situation.

1. Enlèvement complet de la conduite, des fondations et des deux murs de tête du remblai de la digue

L'excavation doit ensuite être remplie à l'aide d'un matériau fin approprié, correctement mis en œuvre et compacté. Le remplissage doit se composer du même matériau que celui ayant servi lors de la construction de la digue. L'excavation doit être correctement aménagée en conformité avec les bonnes pratiques relatives aux terrassements. Cela aidera à obtenir un bon contact entre le nouveau remplissage et le matériau existant afin d'obtenir une bonne jonction et éviter le moindre plan de faiblesse.

2. Remplissage complet de la conduite avec un coulis de ciment contenant une préparation à retrait compensé ou avec du béton

Avant le remplissage, le tuyau devrait être inspecté (par vidéo) pour vérifier qu'il n'y a pas de vides dans les joints ou de trous susceptibles de provoquer des pertes de matériau de la digue dans la canalisation ou des pertes du coulis de la canalisation dans la digue. S'il a été déterminé que le tuyau est intact et qu'il n'y a pas de vides ou de trous, la prochaine étape consiste à nettoyer l'intérieur de la conduite ou de la galerie à l'aide de jets d'eau à haute pression pour enlever tout résidu de boue ou de terre accumulé dans le conduit. Il peut s'avérer nécessaire que les eaux usées résultant de ce processus soient captées et traitées avant de pouvoir être rendues à leur milieu naturel. Le processus d'injection de coulis dans la conduite peut être réalisé par une entreprise générale, si l'accès est adéquat.

En général, étant donné que le béton peut devoir parcourir une distance importante, un béton très fluide avec des adjuvants appropriés permettant d'éviter la ségrégation et le retrait doit être utilisé. L'entrepreneur doit calculer le volume du tube vide afin de pouvoir déterminer le degré de remplissage. Si le tuyau semble être rempli mais que le volume placé est en réalité inférieur au volume de la conduite calculée, alors il est possible qu'un vide dans le tuyau n'ait pas été rempli. Si tel est le cas, il faut alors renforcer le niveau de surveillance du conduit injecté dans la durée afin de s'assurer qu'il ne subsiste pas d'infiltration. Dans certains cas, il peut être nécessaire de localiser ce vide (par exemple par le biais d'une reconnaissance géophysique) avant de déterminer le plan d'action approprié.

9.16 CONTRIBUTION DE LA CONCEPTION AUX PHASES DE TRAVAUX ET DE GESTION ET ENTRETIEN

9.16.1 Introduction

Le besoin en matière de conception ne s'arrête pas lorsque la préparation des travaux est suffisamment documentée. Les concepteurs doivent rester impliqués tant pendant la phase de travaux (cf. chapitre 10) que lors de la phase ultérieure de gestion et d'entretien (cf. chapitre 5).

9.16.2 Contribution de la conception à la phase de travaux

L'implication des concepteurs lors de la phase de construction peut passer par :

- un accompagnement technique et la conduite de l'exécution des travaux ; ce qui implique de fournir une documentation et des instructions appropriées pour la réalisation du projet (cf. encadré 9.67) ;
- Le suivi de la qualité des travaux pour :
 - contribuer à vérifier que les digues sont construites conformément aux dispositions prévues lors de la conception ;
 - réagir aux conditions du terrain rencontrées au cours des travaux et exprimer la nécessité d'apporter les modifications à la conception originale.

Encadré 9.67

Considérations techniques et instructions de l'USACE pour le personnel sur le terrain

Les instructions de l'USACE prennent la forme d'un document bref soulignant les points techniques considérés lors du dimensionnement et de la conception. Il intègre des discussions relatives au choix des matériaux et dispositions techniques ainsi que tout autre sujet nécessitant une attention particulière. Ce document offre un aperçu et expose le contexte nécessaire à l'analyse des documents d'exécution, permettant ainsi de résoudre des problèmes de chantier mineurs dans le respect des principes de conception. Les instructions de l'USACE servent donc à transmettre des dispositions constructives particulières, des hypothèses et des modes d'exécution destinés à la réalisation d'ouvrages spéciaux. Il s'agit aussi d'un moyen de communication et de coordination entre les équipes de conception et de construction pour la préparation des travaux et les réunions de chantier, pour l'analyse des procédures et des plans d'exécution, des échantillons, des certificats et des résultats de tests.

Lors des travaux de terrassement sur une digue, le concepteur doit strictement contrôler et surveiller :

- la conformité des matériaux de terrassement (ex. granulométrie, plasticité, teneur en matière organique) aux spécifications (cf. section 9.13.1) ;
- le calendrier de réalisation des travaux (notamment pour les constructions sur sol mou où une absence de contrôle pendant la construction peut conduire à une défaillance de la structure) – (cf. section 10.5) ;
- le respect des niveaux de compactage (cf. section 10.4.2) à l'aide de tests sur le terrain et en laboratoire ;
- la vérification des données de construction, notamment pour le dépôt et le compactage des matériaux filtrés, la construction de structures composites, les dispositions constructives portant sur les interfaces entre les différents types de structures ;
- la qualité de la construction et de l'installation des structures associées (cf. section 9.15) ;
- la qualité des revêtements des digues, notamment les mesures de protection contre l'érosion externe (cf. section 9.6).

La connaissance de la conception et des conditions de terrain suppose que le concepteur doit être impliqué dans :

- **le suivi du comportement des matériaux de remblai** pendant et après la construction (cf. section 7.9.8), notamment en ce qui concerne les nouvelles digues de grandes dimensions ou les adaptations de digues construites sur sols mous. Pour ces digues, l'installation d'instruments de surveillance et l'enregistrement de phénomènes, tels que les tassements, les déformations horizontales et les pressions interstitielles dans le sol peuvent constituer un élément important dans le processus de construction et peuvent exiger que le concepteur soit impliqué dans l'acquisition des données et leur interprétation en temps utile ;
- **la réinterprétation des conditions de terrain** pour tenir compte de sujétions imprévues (par exemple, une courte section de digue subissant des tassements largement supérieurs à ceux observés sur les sections adjacentes). Pour éviter tout retard dans la construction, le concepteur doit réagir rapidement aux changements de conditions de terrain, identifier les implications en matière de conception et adapter celle-ci en conséquence ;
- **la mise à jour du rapport de projet et du manuel de gestion et d'entretien** : comme exposé à la section 9.3, ces rapports doivent être considérés comme des documents « vivants » faisant l'objet de modifications ou de mises à jour lorsque cela s'avère nécessaire. Les informations devant être ajoutées dans ces documents sont notamment :
 - les documents conformes à l'exécution (plans et spécifications) ;
 - les références à l'instrumentation et aux rapports de suivi (qui doivent être annexés au rapport de projet et, le cas échéant, au manuel de gestion et d'entretien) ;
 - les principales conclusions des exercices d'instrumentation et de suivi, ainsi que les recommandations concernant la poursuite d'opérations de suivi, notamment pour les zones à problèmes ;
 - les notes, esquisses et plans des zones où les conditions de terrain imprévues ou difficiles ont causé des problèmes lors de la construction ;
 - les notes sur les difficultés de réalisation des travaux, en particulier lorsque la qualité de construction n'a pas pu être suivie et contrôlée de manière adéquate.

9.16.3 La méthode observationnelle appliquée à la conception des digues

La méthode observationnelle (Nicholson *et al.*, 1999) est une approche ayant fait l'objet récemment de développements et qui vise à optimiser le coût de réalisation des travaux dans des situations où le comportement géotechnique est difficilement prédictible. Cette approche est bien adaptée, par exemple, à la construction de tunnels, aux excavations profondes et aux ouvrages provisoires. Toutefois, elle peut s'avérer aussi être une alternative à la conception et aux méthodes d'intervention traditionnelles sur les digues, puisqu'elle peut permettre d'économiser temps et argent sans compromettre la sécurité et la qualité de l'ouvrage ainsi réalisé. Cette approche repose sur l'établissement de scénarios qui doivent être explorés par l'équipe de conception du projet de manière à anticiper toute une série d'événements probables se produisant au cours des travaux sur la digue et leurs conséquences associées. L'équipe de conception doit alors fixer les limites des conséquences possibles et probables et mettre en place diverses mesures destinées à parer à toute éventualité et à gérer ces scénarios dans les limites ainsi définies. C'est une approche fondée sur la gestion des risques, ce qui implique que les concepteurs comprennent et utilisent les critères de risques et dimensionnent les ouvrages aux états limites plutôt que d'adopter des modes de conception déterministes et d'utiliser les facteurs de sécurité traditionnels.

Avant le début de toute construction, la méthode observationnelle exige que les éléments suivants soient définis :

- les divers comportements possibles pendant la construction en déterminant les limites acceptables ;
- un plan de suivi permettant de déterminer si le comportement observé se situe dans les limites acceptables ;
- des spécifications imposant au dispositif de suivi des temps de réponse suffisamment courts ;
- un plan d'actions à réaliser par l'entreprise, visant à parer aux cas où le comportement de la digue s'écarterait des limites acceptables.

L'utilisation de la méthode observationnelle est limitée en phase de travaux pour les digues car :

- il ne sera pas possible de vérifier pendant la période de construction les principales hypothèses de conception concernant la performance au cours d'une crue ou d'un événement de tempête,
- la performance d'une digue pendant une crue ou un événement de tempête ne doit pas dépendre des mesures à mettre en œuvre dans des délais contraints en réponse aux opérations de suivi.

Afin de garantir son efficacité, la méthode observationnelle peut demander des analyses de terrain plus approfondies pour mieux définir les conditions, lever les incertitudes, définir la conception et assurer la sécurité dans le cas d'éventuelles interventions urgentes au cours des travaux. Disposer de données géotechniques de bonne qualité et employer conjointement la méthode observationnelle permet d'utiliser des hypothèses de conception moins conservatrices sur les paramètres géotechniques caractéristiques. Bien que cela puisse augmenter les coûts de conception, il devrait en résulter une réduction du coût des travaux des délais de réalisation moins importants et une réduction des incertitudes.

Un examen plus approfondi des bénéfices de cette approche est exposé par Nicholson *et al.* (1999). En ce qui concerne les digues, les avantages particuliers de la méthode observationnelle peuvent consister en :

- la réduction des délais de travaux grâce à une optimisation des rendements sur les terrassements ;
- la réduction des temps de pause pour la consolidation et le gain de résistance.

Dans le cadre de la méthode observationnelle, une implication précoce, pendant la phase de conception, de l'entreprise de construction peut aussi favoriser la mise au point des réponses aux éventuels scénarii, réduisant d'autant mieux les incertitudes. Cela devrait permettre aussi d'accroître la fiabilité des estimations de coûts et les prévisions de délais de réalisation tout en renforçant le travail d'équipe pendant toute la durée de réalisation du projet.

9.16.4 Effort de conception – Phases d'exploitation

Le rôle du concepteur se poursuivra après l'achèvement des travaux :

- pour analyser les problèmes de performance après la construction et suggérer des mesures correctives ;
- pour évaluer lors des opérations de gestion et d'entretien d'éventuelles améliorations au niveau de la maintenance du système d'endiguement.

Il est également souhaitable que toute amélioration en matière de conception, identifiée en phase de gestion et d'entretien, soit diffusée largement afin d'en faire bénéficier la conception de nouvelles digues ou les projets visant à leur amélioration.

9.17 RÉFÉRENCES

ABDO, F Y and ADASKA, W S (2003) *Performance review of RCC spillways and overtopping protection*, Portland Cement Association Report, Portland Cement Association, Illinois, États-Unis

ASCE (2007) *The New Orleans hurricane protection system : what went wrong and why*, ASCE Hurricane Katrina External Review Panel, Reston VA, États-Unis (ISBN : 978-0-78440-893-3)

ASDO (2003) *Advanced Technical Seminar : Seepage for earth dams* (CD-Rom), Association of State Dam Safety Officials, Lexington, États-Unis.
www.damsafety.org/

BALKHAM, M, FOSBEARY, C, KITCHEN, A and RICKARD, C (2010) *Culvert design and operation guide*, C689, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-689-3).
www.ciria.org

BAW (2006) *Richtlinien für die Prüfung von mineralischen Weichdichtungen im Verkehrswasserbau RPW*, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Germany.
http://vzb.baw.de/publikationen.php?file=richtlinien/0/RPW_Ausgabe_2006_.pdf

BENAHMED, N and PHILIPPE, P (2012) *Comprehensive report on Action 3.1.1 : Internal erosion*, FloodProBE Report WP03-01-12-05, FloodProbe Consortium, Delft, the Netherlands.
www.floodprobe.eu

BENNETT, R D, GUICE, L K, KHAN, S and STAHELI, K (1995) *Guidelines for trenchless technology : Cured-in place pipe (CIPP), fold and formed pipe (FFP) mini-horizontal directional drilling (mini-HDD) microtunneling*, Construction Productivity Advancement Research (CPAR) Program, GL-95-2, U S Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, États-Unis

BIEDENHARN, D S, ELLIOTT, C M and WATSON, C C (1997) *The WES stream investigation and stabilization handbook*, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, États-Unis.
<http://chl.erdc.USACE.army.mil/Media/2/8/7/StreambankManual.pdf>

BOND, A and HARRIS, A (2008) *Decoding Eurocode 7*, Taylor & Francis, Abingdon, Oxon (ISBN : 978-0-41540-948-3)

BRANDON, T L, WRIGHT, S G and DUNCAN, J M (2008) "Analysis of the stability of I-Walls with gaps between the I-Wall and the levee fill" *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, vol 134, 5, Special issue : Performance of Geo-Systems during Hurricane Katrina, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 692–700

BROWN, S A and CLYDE, E S (1989) *Design of riprap revetment*, Report No. FHWA-IP-89-016-HEC-11, Federal Highway Administration, McLean, VA, États-Unis

BUREAU OF WATERWAYS ENGINEERING (2011) *Handbook for maintaining flood protection projects*, Report 3100-BK-DEP2734, Rev. 9/2011, Pennsylvania Department of Environmental Protection, Pennsylvania, États-Unis.

www.e-library.dep.state.pa.us/dsweb/Get/Document-85571/3100-BK-DEP2734.pdf

CALFED BAY DELTA PROGRAM (1999) *Delta levee system integrity : comprehensive monitoring, assessment and research program*, Chapter 4, Part D, CALFED Bay Delta Program, Sacramento, California, États-Unis.

www.calwater.ca.gov/

CENTRAL VALLEY FLOOD PROTECTION BOARD (2010) *California Code of Regulations*, Title 23, Waters Division 1, California Office of Administrative Law, California, États-Unis.

www.dir.ca.gov/dlse/ccr.htm

CHARLES, J A and WATTS, K S (2001) *Building on fill : geotechnical aspects*, second edition, BRE Press, UK (ISBN : 978-1-86081-509-6)

CHOWDHURY, K, MILLET, R, PUNYAMARTULA, S, HONG, G-T and TOLLEFSON, N (2012) *It is seepage indeed – a sensitivity study on seepage and seepage-induced slope stability of levees*, US Society on Dams, États-Unis.

<http://ussdams.com/proceedings/2012Proc/659.pdf>

CIRIA, CUR, Cerema (2007) *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*, C683, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-683-1).

www.ciria.org

COLORADO DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (2004) "Bank protection", Chapter 17, *Drainage design manual*, Colorado Department of Transport, États-Unis

COOLING, L F and MARSLAND, A (1954) "Soil mechanics of failures in the sea defence banks of Essex and Kent". In : *Proc ICE conf on the North Sea floods of 31 January/1 February 1953*, vol 162, 3, Institution of Civil Engineers, London, pp 221–232

COPPIN, N and RICHARDS, I (2007) *Use of vegetation in civil engineering*, C708, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-711-1).

www.ciria.org

DEGOUTTE, G (ed) (1997) *Petites barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi (Small dams. Guidelines for design, construction and monitoring)*, French Committee on Large Dams, Cemagref, France

DEGOUTTE, G, CAMPHUIS, N-G, GOUTX, D, MONIE, N, MAURIN, J, ROYET, P, TOURMENT, R, TRATAPEL, G and MALLET, T (2012) *Les déversoirs sur les digues de protection contre les inondations fluviales*, Projet de guide DGPR, 2012 (Draft), Editions Quae, France (ISBN : 978-2-7592-1885-1)

DELTARES (2011) *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken*, Project SBW Faalmechanismen ; Grondonderzoek (concept) (in Dutch), Deltares, the Netherlands)

DGGT (2002) *Empfehlungen zur Anwendung geosynthetischer Tondichtungsbahnen EAG-GTD*, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V, Essen, Germany, Verlag Ernst & Sohn

DUNCAN, J M and WRIGHT, S (2005) *Soil strength and slope stability*, John Wiley & Sons, New Jersey, États-Unis (ISBN : 978-0-47169-163-1)

DWA (2005) *Dichtungssysteme in Deichen*, Themen DWA-TH WW-7.3, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V, Eigenverlag

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

DWR (2012) *Urban levee design criteria*, ETL 1110-2-580, California Department of Water Resources, Canada.

www.water.ca.gov/floodsafe/leveedesign/ULDC_May2012.pdf

DYER, M R, UTILI, S and ZIELINSKI, M (2009) "Field study into fine desiccation fissuring at Thorngumbald" *Proceedings of the ICE – Water Management*, WM3, Institution of Civil Engineers, London, pp 221–232

EL MOUNTASSIR, G, SÁNCHEZ, M, ROMERO, E and SOEMITRO, R A A (2011) "Behaviour of compacted silt used to construct flood embankment" *Proceedings of the ICE – Geotechnical Engineering*, vol 164, 3, Institution of Civil Engineers, London, pp 195–210

ENVIRONMENT AGENCY (2007) *Technical design details – embankments*, No 110_07, version 1, Environment Agency, Bristol, UK

ENW (2007) *Addendum bij Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*, Expertise Netwerk Waterkeren (in Dutch), Rijkswaterstaat and Netherlands Expertise Network on Flood Protection (ENW), the Netherlands

FELL, R and FRY, J-J (eds) (2007) *Internal erosion of dams and their foundations*, Taylor & Francis, London (ISBN : 978-0-41543-724-0)

FEMA (2000) *Requirements of 44 CFR Section 65.10 : Mapping of areas protected by levee systems*, Federal Emergency Management Agency, Bureau of Reclamation, Colorado, États-Unis.
www.fema.gov/media-library/assets/documents/10713?id=2741

FEMA (2009) *Conduits through embankment dams*, FEMA Manual 484, Federal Emergency Management Agency, Bureau of Reclamation, Colorado, États-Unis

FRCOLD (2010) *Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai*, Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)

FRITH, C W, PURCELL, A M and POWELL, A S (1997) *Earth Embankment fissuring manual*. R&D Technical Report W41, Environment Agency, Bristol, UK.
<http://tinyurl.com/m63yfg9>

GABA, A R, B SIMPSON, B, POWRIE, W and BEADMAN, D R (2003) *Embedded retaining walls – guidance for economic design*, C580, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-580-3).
www.ciria.org

GOLDER ASSOCIATES (2011) *Seismic design guidelines for dikes*, prepared for Ministry of Forests, Lands and Natural Resource Operations Flood Safety Section, Province of British Columbia, Canada.
www.env.gov.bc.ca/wsd/public_safety/flood/pdfs_word/seismic_guidelines_dikes_%20final-2011.pdf

HALL, M J, HOCKIN, D J and ELLIS, J B (1993) *Design of flood storage reservoirs*, B14, CIRIA, London (out of print).
www.ciria.org

HAN, J, CHEN, J and HONG, Z (2008) "Geosynthetic reinforcement for riverside slope stability of levees due to rapid drawdown". In : H-L Liu, A Deng, J Chu (eds) *Geotechnical engineering for disaster mitigation and rehabilitation*, Science Press Beijing & Springer-Verlag GmbH, Berlin, Heidelberg (ISBN : 978-3-540-79846-0)

HANSEN, K D, RICHARDS, D L and KREBS, M E (2011) "Performance of flood tested soil cement protected levees". In : *Proc of the 31st Annual USSD Conference*, San Diego, CA, 11–15 April 2011, pp 965–984

HASELSTEINER, R, METT, M and STROBL, T (2007) "Überströmungssicherung von Deichen mit Geokunststoffen". In : *Proc 5th NAUE-Geokunststoffkolloquium*, 25–26 January 2007, Bad Lauterberg, Germany

- HEERTEN, G (2007) "Geokunststoffe im Deichbau". In : *Proc of Flussdeiche – Bemessung, Dichtungssysteme und Unterhaltung*, German Association for Water, Wastewater and Waste (DWA), Fulda, Germany
- HEERTEN, G and WERTH, K (2006) *Anwendung von Geokunststoffen bei der Deichertüchtigung*, Fachtagung Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern, Hrsg. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Wallgau, Germany
- HEERTEN, G and WERTH, K (2012) "Mitigation of flooding by improved dams and dykes" *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement*, vol 165, **GI4**, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London, pp 225–237
- HEMPHILL, R W and BRAMLEY, M (1989) *Protection of river and canal banks : a guide to selection and design*, B9, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-388-5).
www.ciria.org
- HEWLETT, H W M, BOORMAN, L A and BRAMLEY, M E (1987) *Design of reinforced grass waterways*, R116, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-285-7).
www.ciria.org
- DE KANT, M and WIGGERS, A G (2009) "Deep mixing for dyke improvement in the Netherland", *Geotechniek*, Special Edition 17th ICSMGE, 5–9 October 2009, Alexandria, Egypt, AAB Delft, the Netherlands, pp 18–19.
www.vakbladvitruvius.nl/site/nieuws/Geotechniek.ICSME.okt09.pdf
- HIGHT, D W and JARDINE, R J (1987) "The behaviour of soft clays". In : *Embankments on soft clays*, Bulletin of the Public Works Research Centre, Ministry of Environment, Athens, pp 33–158
- HIGHWAYS AGENCY, (2009) *Manual for contract documents for highway works. Volume 1 : Specification for highway works* (amendments November 2009), The Stationery Office, London
www.dft.gov.uk/ha/standards/mchw/vol1/
- HR WALLINGFORD (2005) *Sustainable re-use of tyres in port, coastal and river engineering : guidance for planning, implementation and maintenance*, Report SR 669, HR Wallingford Limited, Wallingford, UK
- ICOLD (2003) *Roller-compacted concrete dams : state of the art and case histories*, ICOLD, Bulletin 126, International Commission on Large Dams, Paris, France.
www.icold-cigb.org/
- JARDINE, R J and HIGHT, D W (1987) "The behaviour and analysis of embankments on soft clay" *Embankments on soft clays*, Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Centre, Ministry of Environment, Athens, pp 159–244
- JOHNSTON, T A, MILLMORE, J P, CHARLES, J A and TEDD, P (1999) *An engineering guide to the safety of embankment dams in the United Kingdom*, BRE Report 363, BRE Press, London
- KOENDERS, M and SELLMEIJER, J B (1992) "A mathematical model for piping" *Applied Mathematical Modelling*, vol 15, **11–12**, Elsevier BV, UK, pp 646–651
- LADD, C C (1991) "Stability evaluation during Étaped construction" *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 117, **4**, American Society of Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 540–615
- LADD, C C and FOOTT, R (1974) "New design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Proceeding of ASCE, vol 100, **GT7**, American Society of Engineers, Rston VA, États-Unis, pp 763–786
- LEROUÉIL, S, MAGNAN, J-P and TAVENAS, F (1990) *Embankments on soft clay*, Ellis Horwood Series in Civil Engineering, Chichester, UK (ISBN : 978-0-13275-736-2)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

MARSLAND, A and RANDOLPH, M F (1978) "A study of the variation and effects of water pressures in the pervious strata underlying Crayford Marshes" *Géotechnique*, vol 28, 4, Institution of Civil Engineers, London, pp 435–464

MCCONNELL, K J (1998) *Revetment systems against wave attack : a design manual*, Thomas Telford, London (ISBN : 978-0-7277-2706-0)

NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (1994) "Gradation design of sand and gravel filters", Chapter 26, *National engineering handbook*, Part 633, United States Department of Agriculture, États-Unis
 NICHOLSON, D, TSE, C-M and PENNY, E I C (1999) *The Observation Method in ground engineering : principles and applications*, R185, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-497-4).
www.ciria.org

PILARCZYK, K W (1995) "Simplified unification of stability formulae for revetments under Current and wave attack". In : C R Thorne, S R Abt, F B J Barends, S T Maynard, and K W Pilarczyk (eds) *River, coastal and shoreline protection : erosion control using riprap and armour stone*, John Wiley & Sons, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-471-94235-1)

RICHARDS, D L and HADLEY, H R (2006) *Soil-cement guide for water resources applications*, EB203, Portland Cement Association, Illinois, États-Unis

ROGERS, J, HAMER, B, BRAMPTON, A CHALLINOR, S, GLENESTER, M, BRENTON, P, BRADBURY, A (2010) *Beach management manual*, C685, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-682-4).
www.cira.org

ROYET, P and MERIAUX, P (2004) "Les déversoirs fusibles le sont-ils vraiment ?" CFGB et MEDD, *Colloque sécurité des digues fluviales et de navigation*, Orléans, France, Cemagref editions, France pp 187–199

ROYET, P and PEYRAS, L (2010) "New French guidelines for structural safety of embankment dams in a semi- probabilistic format". In : *Proc IECS 2010, 8th ICOLD European Club symposium dam safety – sustainability in a changing environment*, Innsbruck, Autriche, pp 353–358

ROYET, P and PEYRAS, L (2011) *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai* (Guidelines for the design of embankment dams and dikes), CemOA Publications, Irstea, France

SAATHOFF, F and WERTH, K (2003) "Geokunststoffe in Dämmen und Deichen, Sicherung von Dämmen und Deichen", *Handbuch für Theorie und Praxis*, S.221–237, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag, Siegen, Germany

SAYAO, A S F J, MEDEIROS, L V, SIEIRA, A C C F, GERSCOVICH, D M S and GARGA, V K (2002) "Retaining walls built with scrap tyres" *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering*, vol 155, 4, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, UK, pp 217–219

SEED, R B (2010) *Technical review and comments on the 2008 EERI Monograph "Soil Liquefaction During Earthquakes"* by Idriss, I M and Boulanger, R W (2008), Geotechnical Report No. UCB/GT – 2010/01, University of California at Berkeley, États-Unis.
www.vulcanhammer.net/geotechnical/LiquefactionReview.pdf

SEED, H B and IDRIS, I M (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential" *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 97, 9, American Society of Civil Engineers, Washington DC, États-Unis, pp 1249–1273

SHULTZ, M T, MCKAY, K and HALES, Z L (2012) *The quantification and evolution of resilience in integrated coastal systems*, Report ERDC TR-12-7, USACE Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS, États-Unis

SKEMPTON, A W and BROGAN, J M (1994) "Experiment on piping in sandy gravels" *Géotechnique*, vol 44, 3, Institution of Civil Engineers, London, pp 449–460

SMITH, P R (1992) *The properties of natural high compressibility clays with particular reference to construction on soft ground*, PhD Thesis, University of London (Imperial College), London, UK

STACHELI, K, BENNETT, D, O'DONNELL, H W and HURLEY, T J (1998) *Installation of pipelines beneath levees using horizontal directional drilling*, Construction Productivity Advancement Research (CPAR) Program, GL-98- 1, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, États-Unis

TAVENAS, F and LEROUEIL, S (1980) "The behaviour of embankments on soft clay foundations" *Canadian Geotechnical Journal*, vol 17, 2, Canadian Science Publishing (NRC Research Press), Ottawa, Canada, pp 236–260

TAVENAS, F, BLANCHET, R, GARNEAU, R and LEROUEIL, S (1978) "The stability of Étape constructed embankments on soft clays" *Canadian Geotechnical Journal*, vol 15, 2, Canadian Science Publishing (NRC Research Press), Ottawa, Canada, pp 283–305

TAW (1999) *Guide on coastal and lake dikes* (in Dutch), Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands, the Hague/Delft, the Netherlands

TOURMENT, R, ROYET, P and MORRIS, M (2012) *Comprehensive report on action 3.1.2 : structure transitions*, Project Report WP03-01-12-10, FloodProbe Consortium, Delft, the Netherlands. www.floodprobe.eu

TRENTER, N A and CHARLES, J A (1996) "A model specification for engineered fills for building purposes" *Proceedings of Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering*, vol 119, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, UK, pp 219–230

USACE (1990) HEC-2 *Water surface profiles, user's manual*, CPD-2A, Institute for Water Resources, US Army Corps of Engineers, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. <http://tinyurl.com/q9syx35>

USACE (1993) *Engineering in design – Seepage analysis and control for dams*, EM 1110-2-1901, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1901_pflsec/toc.htm

USACE (1994) *Engineering in design – Channel stability assessment for flood control projects*, EM-1110-2- 1418, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1418_sec/toc.htm

USACE (1995a) *Engineering in design – Design of coastal revetments, seawalls and bulkheads*, EM 1110-2- 1615, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1614_sec/toc.htm

USACE (1995b) *Engineering and design – Earthquake design and evaluation for civil engineering works*, ER 1110-2-1806, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. http://publications.usace.army.mil/publications/eng-regs/ER_1110-2-1806/toc.htm

USACE (1996) *Engineering in design – Design construction and maintenance of relief wells*, EM 1110-2-1914, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1914_sec/toc.htm

USACE (2000) *Engineering and design – design and construction of levees*, EM 1110-2-1913, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1913_sec/toc.htm

USACE (2004) *Engineering and design – General design and construction considerations for earth and rock-fill dams*, EM 1110-2-2300. US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis. http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-2-2300/toc.htm

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

USACE (2006) *Levee owner's manual for non-federal flood control works*, Rehabilitation and Inspection Program Public Law 84-99, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

USACE (2011) *Next steps of HSDRRS : armoring*, Task Force Hope Status Report Newsletter 7 July 2011, Task Force Hope, Strategic Communications, New Orleans, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

USACE (2012a) *Levee armoring research and recommendations report (Greater New Orleans hurricane and storm damage risk reduction system)*, (in progress), US Army Corps of Engineers, New Orleans District, New Orleans, États-Unis

USACE (2012b) *Guidelines for seismic evaluation of levees*, Draft Engineering Technical Letter No. 1110-2- 580, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

USACE/NVAFAC/AFCESA/Nasa, (2011) *Unified Facilities Guide Specifications*, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

USACE SACRAMENTO DISTRICT (2008) *Geotechnical levee practice, standard operating procedures*, REFP10L0, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis

US BUREAU OF RECLAMATION (1999) "Protective filters", Chapter 5, *Design Standard No 13, Embankment Dams*, US Department of the Interior, Colorado, États-Unis.
www.usbr.gov/pmts/tech_services/engineering/design/

VAN, M A (2001) "New approach for uplift induced slope failure". In : I Kono, M Nishigaki and M Komatsu (eds) *Groundwater engineering : recent advances : proceedings of the international symposium on groundwater problems related to geo-environment*, Okayama, Japan, 28–30 May 2003, AA Balkema, (ISBN : 978-9-05809-385-1)

VAUGHAN, N, ALBERT, J and CARLSON, R F (2002) *Impacts of ice forces on stream bank protection*, Report FHWA-AK-RD-02-03, prepared for Alaska Department of Transportation and Public Facilities, Statewide Research Office, Juneau, AK, États-Unis

VAUGHAN, P R and SOARES, H (1982) "Design of filters for clay cores of dams" *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 109, **9**, American Society of Civil Engineers, Washington DC, États-Unis, pp 1200–1187

YOU, T L, IDRIS, I M, ANDRUS, R D, ARANGO, I, CASTRO, G, CHRISTIAN, J T, DOBRY, R, FINN, W D L, HARDER, L F, HYNES, M E, ISHIHARA, K, KOESTER, J P, LIAO, S S C, MARCUSON, W F, MARTIN, G R, MITCHELL, J K, MORIWAKE, Y, POWER, M S, ROBERTSON, P K, SEED, R B and STOKOE, K H (2001) "Liquefaction resistance of soils : Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils" *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, vol 127, **10**, American Society of Civil Engineers, Washington DC, États-Unis, pp 817–833

ZIEMS, J (1969) *Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe*, Doctoral Thesis (in German), Technische Universität Dresden, Germany

Références législatives

Royaume-Uni

BS EN 13242 :2013 *Aggregates for unbound and hydraulically bound materials for use in civil engineering work and road construction*

PAS 108 :2007 *Specification for the production of tyre bales for use in construction*

PAS 107 :2012 *Specification for the manufacture and storage of size reduced tyre materials*

eurocodes

BS EN 1990 Eurocode 0 : *Basis of structural design*

BS EN1997-1:2004 Eurocode 7 : *Geotechnical design – Part 1 : General rules*

EN 1997-1:2004 + AC :2009 Eurocode 7 : *Geotechnical design – Part 1 : General rules* (German version)

BS EN1998-1:2004 Eurocode 8 : *Design of structures for earthquake resistance – Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings*

BS EN1998-5 :2004 Eurocode 8 *Design of structures for earthquake resistance – Part 5 : Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*

France

Decree no. 2007-1735 of 11 December 2007 on safety of hydraulic structures and on the permanent technical committee on dams and hydraulic structures and amending the French environment code

Allemagne

DIN 19700 :2004-10 *General specifications* (German National Standard), Deutsches Institut für Normung E V Beuth Verlag, Berlin

DIN 19700 :2004-11 *Dams* (German National Standard), Deutsches Institut für Normung E V Beuth Verlag, Berlin

DIN 19700 :2004-12 *Flood retarding basins* (German National Standard), Deutsches Institut für Normung E V

Beuth Verlag, Berlin DIN 19700 :2004-13 *Weirs* (German National Standard), Deutsches Institut für Normung E V Beuth Verlag, Berlin

DIN 19700 :2004-14 *Pumped-storage reservoirs* (German National Standard), Deutsches Institut für Normung E V Beuth Verlag, Berlin

DIN 1054 :2010-12 *Subsoil – Verification of the safety of earthworks and foundations – supplementary rules to DIN EN 1997-1* (German National Standard), Deutsches Institut für Normung E V Beuth Verlag, Berlin

DIN 19712 :2013-1 *Flood protection works on rivers* (German National Standard), Deutsches Institut für Normung E V Beuth Verlag, Berlin

DWA-M 507-1 (2011) *Deiche an fließgewässern – Teil 1 : planung, bau und betrieb*, DWA, Germany (ISBN : 978- 3-94189-776-2)

États-Unis

ASTM D-6270–98 (1998) *Standard practice for use of scrap tyres in civil engineering applications*

ASTM D2657–07 (2007) *Standard practice for heat fusion joining of polyolefin pipe and fittings*

ASTM F1697–09 (2009) *Standard specification for poly vinyl chloride (PVC) profile strip for machine spiral- wound liner pipe rehabilitation of existing sewers and conduit*

ASTM C1103–03 (2009) *Standard practice for joint acceptance testing of installed pre-cast concrete pipe sewer lines*

ASTM C1214–02 (2009) *Standard test method for concrete pipe sewerlines by negative air pressure (vacuum) test method*

ASTM D4161–01 (2010) *Standard specification for “fiberglass” (glass-fiber-reinforced thermosetting-resin) pipe joints using flexible elastomeric seals*

ASTM D3261–10a (2010) *Standard specification for butt heat fusion polyethylene (PE) plastic fittings for polyethylene (PE) plastic pipe and tubing*

ASTM D3262–11 (2011) *Standard specification for “fiberglass” (glass-fiber-reinforced thermosetting-resin) sewer pipe*

ASTM D3350–12 (2012) *Standard specification for polyethylene plastics pipe and fittings materials*

ASTM F2657–07 (2012) *Standard test method for outdoor weathering exposure of crosslinked polyethylene (PEX) tubing*

ASTM C33/C33M–13 (2013) *Standard specification for concrete aggregates*

Directives

Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy (Water Framework Directive)

9.18 POUR ALLER PLUS LOIN

ACI (2004) ACI 347-04 *Guide to formwork for concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, États-Unis

BARDET, J-P, TOBITA, T, MACE, N and HU, J (2002) « Regional modeling of liquefaction-induced ground deformation », *Earthquake Spectra*, ERRI, vol 18, 1, pp 19–46

BASKA, DA (2002) *An analytical/empirical model for prediction of lateral spreading displacements*, PhD Dissertation, University of Washington, Seattle, États-Unis

BAW (2002) *Recommendations for the use of lining systems on beds and banks of waterways*, Federal Waterway Engineering and Research Institute (Bundesanstalt für Wasserbau – BAW), Karlsruhe, Germany

BEA, R and COBOS-ROA, D (2008) “Failure of the I-wall flood protection structures at the New Orleans Lower 9th Ward during Hurricane Katrina” *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol 13, **Bund H**, pp 1–43

BISHOP, A W (1955) “The use of the slip circle in the stability analysis of slopes” *Géotechnique*, Vol 5, pp 7–17

BRAY, J D and RATHJE, E M (1998) “Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills” *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol 124, 3, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 242–253

BROMHEAD, E N (1992) *The stability of slopes, second edition*, CRC Press, UK (ISBN : 978-0-41925-580-2)

CAMPHUIS, N-G, DEGOUTTE, G, GOUTX, D, MONIE, N, MAURIN, J, ROYET, P, TOURMENT, R, TRATAPEL, G and MALLET, T (2011) *Les déversoirs sur les digues de protection contre les inondations fluviales*, Projet de guide DGPR, France

- CEDD (1993) "Review of granular and geotextile filters", *Canadian Geotechnical Journal*, vol 31, 5, Canadian Science Publishing (NRC Research Press), Ottawa, Canada
- DEGOUTTE, G (2006) *Diagnostic, aménagement et gestion des rivières : hydraulique et dynamique fluviales appliquées*, Tec & Doc éditions, France
- FARIS, A T, SEED, R B, KAYEN, R E and WU, J (2006) "A semi-empirical model for the estimation of maximum horizontal displacement due to liquefaction-induced lateral spreading". In : *Proc the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, 18–22 April, San Francisco, CA, Paper No. 1323
- FELL, R, MACGREGOR, P, STAPLEDON, D and BELL, G (2005) *Geotechnical engineering of dams*, A Balkema, Leiden and London
- HEERTEN, G (1999) "Erhöhung der Deichsicherheit mit Geokunststoffen". In : Proc of the 6th conf on Kunststoffe in der Geotechnik. Fachsektion Kunststoffe in der Geotechnik der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), Technische Universität München, Germany
- HEERTEN, G, (2010) "Mitigation of flooding by improved dams and dykes". In : *Proc of the int symp, exhibition and short course on geotechnical and geosynthetics engineering : challenges and opportunities on climate change*, 7–8 December 2010, Bangkok, Thailand
- HIGHWAYS AGENCY (2008) "Design Manual for Roads and Bridges", *Volume 4, Geotechnics and Drainage, Section 1 : Earthworks*, Part 2, HD 22/08 : Managing Geotechnical Risk. HMSO, London
- ISBASH, S V (1935) *Construction of dams by dumping stone in running water*, Leningrad, MOscow, Russia (also, *Hydraulics of river channel closures*, 1970, Butterworths , London)
- JIBSON, R W and JIBSON, M W (2003) *Slope Performance during an Earthquake, Java programs for using Newmark's method and simplified decoupled analysis to model slope performance during earthquakes*, US Geological Survey, Open-File Report 003-05, Washington, DC, États-Unis. http://earthquake.usgs.gov/resources/software/slope_perf.php
- KOELEWIJN, A R, HOFFMANS, G C J M and VAN, M A (2004) "Lessons learned from a full scale dyke failure test". In : *Proc 5th int conf on case histories in geotechnical engineering*, 13–17 April 2004, New York, États-Unis, Paper no 2.55, pp 1–7
- KRAMER, S L, FRANKE, K W, HUANG, Y-M, and BASKA, D A (2007) "Performance-based evaluation of lateral spreading displacement". In : *Proc of the 4th int conf on earthquake geotechnical engineering (4ICEGE)*, Thessaloniki, Greece, 25 – 28 June 200
- MORGENSTERN, N R and PRICE, V E (1965) "The analysis of the stability of general slip surfaces" *Géotechnique*, vol 15, 1, Institution of Civil Engineers, London, pp 70–93
- NASSCO (2010) *Pipeline assessment certification program (PACP) standards*, version 6.0.1. National Association of Server Service Companies, Owings Mills, MD, États-Unis
- O'LEARY, T M and SCHAEFER, J A (2009) *Seismic crest deformation – a method for estimating probabilities of overtopping failure of embankment dams and levees due to crest deformation caused by an earthquake*, *Best Practices Guidance Document*, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis
- OLSON, S M and JOHNSON, C I (2008) "Analyzing liquefaction-induced lateral spreads using strength ratios" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 135, 12, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 2006–2008
- OLSON, S M and STARK, T D (2002) "Liquefied strength ratio from liquefaction flow case histories", *Canadian Geotechnical Journal*, vol 39, 3, Canadian Science Publishing (NRC Research Press), Ottawa, Canada, pp 629–647

- OLSON, S M and STARK, T D (2003) "Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 129, **8**, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 727–737
- OZKAN, S (2003) *Analytical study on flood induced seepage under river levees*, PhD Thesis, Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College, États-Unis
- PIANC (1992) "Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles for marine environment" *Supplement to Bulletin no 78/79*, report of MarCom WG21, PIANC, Brussels
- RAUCH, A (1997) *EPOLLS : an empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction- induced lateral spreading in earthquakes*, PhD Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, États-Unis
- RAUCH, A and MARTIN, J (2000) "EPOLLS model for predicting average displacements on lateral spreads" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 126, **4**, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 360–371
- SEED, R B and HARDER, L F (1990) "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength". In : *Proc of the Seed Memorial Symposium*, J M Duncan (ed), BiTech Publishers, Vancouver, British Columbia, pp 351–376
- SEED, H B, IDRISSE, I M and ARANGO, I (1983) "Evaluation of liquefaction potential using field performance data" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 109, **3**, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 458–482
- SHERARD, J L and DUNNIGAN, L P (1989) "Critical filters for impervious soils" *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, vol 115, **7**, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 927–947
- SPENCER, E E (1967) "A method of the analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces" *Géotechnique*, vol 17, **1**, Institution of Civil Engineers, London, pp 11–26
- TOKIMATSU, K and SEED, H B (1987) "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 113, **8**, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 861–878
- USACE (1986) *Engineering and design : Overtopping of flood control levees and floodwalls*, ETL 1110-2-299, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://usacetechnicalletters.tpub.com/index.htm>
- USACE (1990) *Engineering and design – settlement analysis*, EM 1110-1-1904, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-1-1904_sec/
- USACE (2003a) *Engineering and design – stability of earth and rock-fill dams*, EM 1110-2-1902, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1902_sec/toc.htm
- USACE (2003b) *Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies*, ETL 1110-2- 556. US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis
- USACE (2007) *Elevations for design of hurricane protection levees and structures. Hurricane protection projects. Lake Pontchartrain, Louisiana & vicinity and West Bank & vicinity*, US Army Corps of Engineers, Washington DC, États-Unis.
<http://tinyurl.com/kxr4seb>
- USDA (1986) *Guide for determining the gradation of sand and gravel filters*, USDA Soil Mechanics Note No.1 210-VI, Water resources Publications, US Soil Conservation Services, États-Unis

VAN, M A, ZWANENBURG, C, VAN ESCH, J M, SHARP, M K and REED, L M (2008) "Horizontal translational failures of levees due to water filled gaps". In : *Proc 6th int conf on case histories in geotechnical engineering*, 11–16 August 2008, Arlington, VA, États-Unis, pp 1–7

VANDENBERG, D R (2011) *Application of finite element method to rapid drawdown analysis. Geotechnical engineering program, Dept. of Civil Engineering, Virginia Tech, États-Unis.*
http://www.ictas.vt.edu/communication/pdf/docscholars_posters/2012/VandenBerge.pdf

VAUGHAN, P R and BRIDLE, R C (2004) "An update on perfect filters (corrected)". In : *Proc of the 13th conf of the British Dam Society and European Club of ICOLD*, 22–26 June 2008, University of Kent, UK, H Hewlett (ed), Thomas Telford, London, pp 516–531

WRC (2004) *Manual of sewer condition classification, fourth edition*, Water Research Council, Swindon, UK (ISBN : 978-1-89892--050-2)

YOSHIMINE, M, NISHIZAKI, H, AMANO, K and HOSONO, Y (2006) "Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope". In : *Proc 11th int conf on soil dynamics and earthquake engineering (ICSDEE) : Part II*, vol 26, **2–4**, Elsevier BV, UK, pp 253–264

YOUD, T L, HANSEN, C M and BARTLETT, S F (2002) "Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 128, **12**, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 1007–1017

ZHANG, G, ROBERTSON, P K and BRACHMAN, R W I (2004) "Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 130, **8**, American Society of Civil Engineers, Reston VA, États-Unis, pp 861–871

Références législatives

États-Unis

ASTM C403/C403M–08 (2008) *Standard test method for time of setting of concrete mixtures by penetration resistance*

ASTM D2488–09a (2009) *Standard practice for description and identification of soils (visual manual procedure)*

ASTM C939–10 (2010) *Standard test method for flow of grout for preplaced-aggregate concrete (flow cone method)*

ASTM C942–10 (2010) *Standard test method for compressive strength of grouts for preplaced-aggregate concrete in the laboratory*

ASTM C138/C138M–12 (2012) *Standard test method for density (unit weight), yield, and air content (gravimetric) of concrete*

ASTM C495/C495M–12 (2012) *Standard test method for compressive strength of lightweight insulating concrete*

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

10 Construction



source : Association Départementale Isère, Drac, Romanche

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

10 Construction

10.1	Organisation du processus de construction	1332
10.1.1	Contexte	1332
10.1.1.1	Modes de contractualisation	1332
10.1.1.2	Apports des étapes de conception	1333
10.1.1.3	Permis et autorisations	1334
10.1.1.4	Rôles et responsabilités	1336
10.1.2	Programmation du projet	1338
10.1.2.1	Contraintes spécifiques de programmation d'un projet	1339
10.1.2.2	Vérification de la constructibilité	1340
10.1.2.3	Mise en place de méthodes et de ressources et réalisation des constructions correspondantes	1341
10.1.2.4	Définition des coûts associés	1341
10.1.3	Gestion des risques du programme de construction	1342
10.1.3.1	Utilisation d'un registre des risques	1344
10.1.4	Management de la qualité, de la santé, de la sécurité et de l'environnement	1346
10.1.4.1	Gestion de la qualité	1347
10.1.4.2	Management de la santé et de la sécurité	1350
10.1.4.3	Management environnemental	1351
10.1.5	Acquisition des données et management des travaux	1354
10.1.5.1	Données associées aux travaux	1354
10.1.5.2	Gestion des données au cours de la construction	1356
10.2	Prise en compte des conditions hydrologiques et météorologiques	1359
10.2.1	Travail dans des environnements côtiers et fluviaux	1359
10.2.1.1	Risques de construction associés aux environnements côtiers et fluviaux	1359
10.2.1.2	Programmer la construction d'une digue en fonction des conditions hydrologiques et météorologiques	1360
10.2.2	Limitation des risques d'inondation au cours de la construction	1362
10.3	Installation et gestion de chantier	1366
10.3.1	Gestion des contraintes de l'environnement naturel et humain	1366
10.3.1.1	Contraintes de l'environnement naturel	1366
10.3.1.2	Relations, collaboration et accords avec les autorités et les résidents	1368
10.3.1.3	Heures de travail – bruit, vibrations et éclairage	1374
10.3.1.4	Éviter la pollution – qualité de l'air et de l'eau	1375
10.3.2	Voies d'accès et circulation	1376
10.3.2.1	Définir les accès	1376
10.3.2.2	Gestion de la circulation sur le site	1378
10.3.2.3	Méthodes d'approvisionnement alternatives	1379
10.3.3	Gestion des vestiges archéologiques et des réseaux publics	1380
10.4	Fondamentaux des constructions en terre	1382
10.4.1	Disponibilité des matériaux	1382
10.4.2	Convenance des matériaux	1383
10.4.2.1	Essais de sol et actions correctives	1385
10.4.2.2	Niveaux d'essais de contrôle pour différentes constructions de digues	1390
10.4.2.3	Fréquence du contrôle	1391
10.4.2.4	Essais non conformes et solutions apportées	1392
10.4.3	Matériel et opérations élémentaires	1395
10.4.3.1	Gestion des végétaux	1396

10.4.3.2	Matériel pour décaper, extraire, remblayer et mettre en place	1396
10.5	Méthodes de construction	1405
10.5.1	Planche d'essai de digue	1405
10.5.2	Étapes de la construction d'une digue	1407
10.5.3	Types de construction de digues	1410
10.5.3.1	Nouvelle construction – créer des digues entièrement nouvelles	1410
10.5.3.2	Réparation – restauration des niveaux de protection et des dimensions des digues existantes après un dommage ou une détérioration	1415
10.5.3.3	Adaptation – surélévation, élargissement ou renforcement de digues existantes	1418
10.5.3.4	Mise hors-service – enlever ou réduire la hauteur des digues et autres équipements de défense contre les inondations	1427
10.5.4	Instrumentation de la construction d'une digue	1427
10.5.5	Intégration d'éléments autres qu'en terre au sein des digues	1429
10.5.6	Méthodes de travail concernant la réparation des canalisations et des ponceaux	1433
10.5.6.1	Remplacement de canalisation par tranchée ouverte	1433
10.5.6.2	Tubage	1434
10.6	Références	1438
10.7	Pour aller plus loin	1439

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

10 Construction

Le Chapitre 10 traite des aspects organisationnels et pratiques de la construction des digues, identifiant les principales contraintes liées à l'environnement, au terrain et aux conditions hydrauliques.

Principaux apports des autres chapitres :

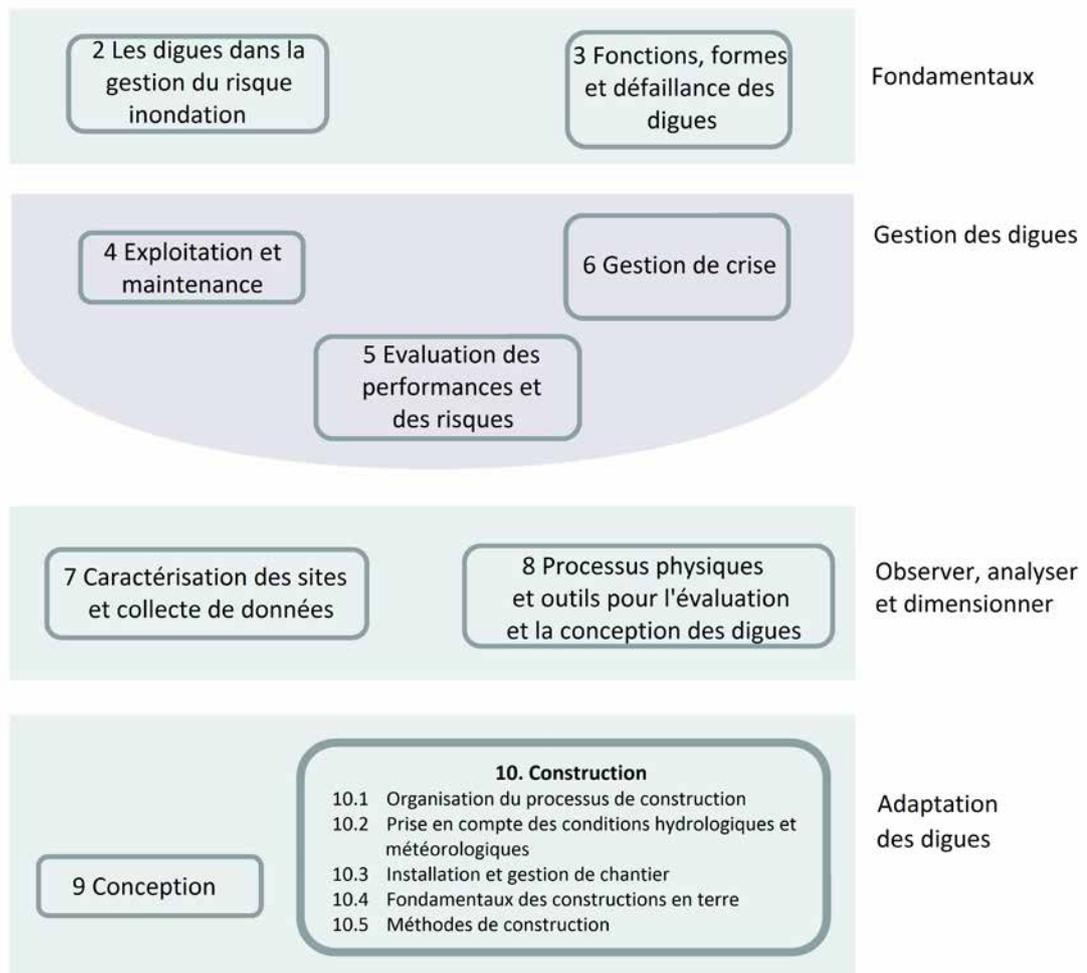
- Chapitre 7 ⇒ **caractérisation des sites et données requises**
- Chapitre 9 ⇒ **données issues de la conception et requises pour la construction**

Principaux apports aux autres chapitres :

- **faisabilité de la conception** ⇒ Chapitre 9
- **données en lien avec la construction** ⇒ Chapitres 4, 5, 6 et 9

Note : Il est recommandé au lecteur de se reporter régulièrement aux **chapitres 2 et 3**, tout au long du cycle de vie de la digue, pour un rappel des points essentiels

Le logigramme ci-dessous montre où trouver une information dans le chapitre et comment elle est liée à d'autres chapitres. Utilisez-le en combinaison avec le sommaire pour naviguer dans le guide.



CONTENU DU CHAPITRE ET UTILISATEURS CIBLES

Le présent chapitre est divisé en cinq sections, apportant une vue d'ensemble de la construction d'une digue.

Organisation du processus de construction

La section 10.1 décrit le contexte du processus de construction. Des questions importantes sont traitées, telles que la programmation d'un projet, la gestion de la qualité, de l'environnement et de la sécurité, ou encore les données utiles pour la construction.

Adaptation aux conditions météorologiques et hydrologiques

La section 10.2 décrit les conditions météorologiques et hydrologiques à prendre en compte pour les opérations de construction, notamment pour assurer un travail en sécurité, limiter le risque d'inondation de la zone protégée par la digue, et s'assurer de la possibilité de mettre en œuvre les matériaux utilisés pour la construction.

Mise en place et gestion du chantier

La section 10.3 décrit l'installation et la gestion du chantier. L'importance de la prise en compte des personnes habitant à proximité ainsi que le contexte environnemental, sont traités dans le détail. Il en est de même pour les bonnes pratiques de gestion du site, pour la gestion des matériaux, pour les voies d'accès et la circulation, ainsi que pour la prise en compte des vestiges archéologiques et des réseaux publics.

Fondamentaux de la construction en terre

La section 10.4 traite des fondamentaux de la construction en terre, y compris la disponibilité et la convenance des matériaux correspondants, ainsi que leur manipulation avec les équipements, de façon à mettre en œuvre les opérations élémentaires.

Méthodes de construction

La section 10.5 décrit les méthodes de construction à l'échelle globale d'une digue. Ces méthodes comprennent la construction d'une section test de la digue, les étapes de la construction d'une digue lors d'une nouvelle construction, d'une adaptation, d'une réparation, d'une mise hors service, de l'instrumentation ou de l'intégration d'éléments autres que des remblais au sein des digues.

10.1 ORGANISATION DU PROCESSUS DE CONSTRUCTION

La section 10.1 précise le contexte de construction, de manière à permettre une bonne compréhension des modes de contractualisation, des apports des différentes étapes de conception, et des responsabilités juridiques (cf. section 10.1.1). Des informations détaillées sont ensuite fournies sur la programmation des travaux (cf. section 10.1.2) et sur les risques associés (cf. section 10.1.3). Enfin, le cadre permettant d'assurer la qualité, la sûreté et la sécurité au travail, la gestion environnementale, ainsi que le recueil des données et leur gestion est présenté respectivement aux sections 10.1.4 et 10.1.5.

10.1.1 Contexte

Pour pouvoir programmer la construction d'une digue, un maître d'œuvre a besoin de connaître :

- le type de contrat ;
- les données issues des étapes de conception ;
- les autorisations et permis obtenus, ainsi que ceux qui doivent être recherchés.

10.1.1.1 Modes de contractualisation

L'édification d'une digue suit en principe un contrat de construction. Différents types de contrats sont disponibles et utilisés par les organismes publics et les maîtres d'œuvre privés. Le tableau 10.1 liste quelques-uns des avantages et inconvénients à utiliser chaque type de contrat pour la construction de digue. Ce tableau suggère également le type de projet de digue correspondant au mode de contractualisation (cf. section 10.5 pour une description plus large des types de construction de digue).

Tableau 10.1 Modes de contractualisation classiques

Type de contrat <i>Périmètre suggéré pour le projet de digue</i>	Avantages	Inconvénients
Conception-appel d'offres-construction Pour une nouvelle digue complexe ou présentant des risques, ou son adaptation, exigeant des concepteurs qualifiés. Le temps d'exécution n'est pas essentiel et le budget est une priorité.	Maître d'œuvre et entreprises sont distincts, avec des spécialités individuelles. Davantage d'opportunités de sélection des qualifications et intervenants présentant des offres plus concurrentielles.	Implique des retards en raison d'attributions séquentielles. Demande que le maître d'ouvrage assure une coordination entre le concepteur et l'entreprise. Pas d'implication du constructeur pendant la phase de conception.
Implication précoce de l'entreprise Pour une nouvelle digue complexe ou présentant des risques, ou son adaptation, lorsque le temps d'exécution est essentiel et que le budget n'est pas une priorité.	Maître d'œuvre et entreprises sont distincts, avec des spécialités individuelles. Implication de l'entreprise pendant la phase de conception. Temps d'exécution raccourci grâce à des attributions simultanées.	Demande que le maître d'ouvrage assure une coordination entre le concepteur et l'entreprise.
Conception-construction (ou conception-réalisation) Pour une nouvelle digue simple, son adaptation ou sa réparation lorsque le temps d'exécution est essentiel et que le budget est une priorité.	Le maître d'ouvrage n'a affaire qu'à une seule entité. Temps d'exécution raccourci.	Le maître d'ouvrage a moins de contrôle sur le processus de conception et les spécifications.
Conception-construction-financement-fonctionnement Pour la construction d'une digue ou son adaptation avec un faible risque financier, lorsque des options de financement du maître d'ouvrage sont nécessaires.	Le maître d'ouvrage n'a affaire qu'à une seule entité. Temps d'exécution raccourci. Le maître d'ouvrage dispose d'options de financement supplémentaires, y compris l'amortissement des coûts jusqu'à ce que des redevances soient perçues auprès des bénéficiaires	Le maître d'ouvrage confie le contrôle de l'ensemble du processus à l'entreprise sélectionnée.
Remboursement des dépenses Adapté pour des réparations d'urgence, des adaptations très simples ou des réparations, avec de faibles besoins de conception.	Le maître d'ouvrage peut demander des changements au cours de l'avancée des travaux.	Le maître d'ouvrage supporte les risques financiers et de programmation.

Type de contrat <i>Périmètre suggéré pour le projet de digue</i>	Avantages	Inconvénients
En régie Adapté pour des réparations d'urgence, des adaptations très simples, ou des réparations avec de très faibles besoins de conception.	Le maître d'ouvrage a une maîtrise complète de l'ensemble des détails du projet.	Le maître d'ouvrage supporte les risques financiers, de programmation et de réalisation technique.

L'une des options du tableau 10.1 est une implication précoce de l'entreprise. Avantages et inconvénients de cette approche sont indiqués plus en détail au tableau 10.2. Lorsque les inconvénients l'emportent sur les avantages, le maître d'ouvrage et le concepteur de la digue doivent envisager d'employer directement une personne possédant une expérience appropriée de la construction.

Tableau 10.2 **Avantages et inconvénients d'une implication précoce de l'entreprise**

Avantages	Inconvénients
Baisse des coûts et réduction du temps de construction pour des projets de digue qui : <ul style="list-style-type: none"> • sont de grandes dimensions ou complexes ; • présentent des conditions de terrains difficiles ; • nécessitent des contributions techniques de nombreuses disciplines professionnelles ; • nécessitent la proposition d'options supplémentaires. 	Mise en place de conditions d'appel d'offres non équitables en matière de construction de digues, car l'entreprise est associée tôt pour contribuer au projet, et elle bénéficie rapidement d'informations sur les problématiques essentielles en lien avec le projet.
Programmes de construction raccourcis pour des digues présentant des calendriers de construction contraints.	Tendance naturelle pour une société de construction à identifier les techniques de construction qui conviennent le mieux à son propre équipement et personnel.

10.1.1.2 Apports des étapes de conception

Les principaux apports de la conception à la construction sont les suivants :

- spécifications relatives à la digue, à la fois lors de la livraison au maître d'ouvrage, à la fin des travaux, et au cours des phases de construction ;
- information sur les contraintes environnementales, sur les méthodes de construction et sur la gestion du chantier ;
- principales caractéristiques de la digue : tracé, forme, géométrie, stabilité, maintenance et durabilité ;
- programmation générale de la construction, en particulier les délais. Le tableau 10.3 présente des exemples de gestion des contraintes de programmation et des retards.

En fonction du mode de contractualisation, l'entreprise peut être plus ou moins impliquée dans la conception.

Le maître d'ouvrage et les concepteurs peuvent aussi avoir établi une stratégie de communication avec le public, par exemple :

- des réunions publiques peuvent avoir été organisées pour discuter du projet, de ses objectifs, des méthodes de construction, des impacts sur les systèmes de transport locaux et des avantages dont les résidents pourront bénéficier au cours des travaux ou lorsque ceux-ci seront achevés ;
- une information régulière sur les avancées du projet *via* la presse locale peut avoir été instaurée.

En phase de construction, l'entreprise sera probablement sollicitée pour la mise en œuvre de cette stratégie.

Tableau 10.3 Exemples de prise en compte des contraintes et des délais

Problématique	Information au niveau du contrat	Bonne pratique de l'entreprise
Mauvais temps	<ul style="list-style-type: none"> les documents contractuels doivent clairement définir ce qui doit être considéré comme un retard dû au mauvais temps le programme du constructeur doit prendre en compte des jours de temps « normaux » où la construction n'est pas possible. 	<ul style="list-style-type: none"> l'entreprise doit en permanence protéger l'équipement et s'organiser en cas de prévision de mauvais temps des retards prévisibles dus aux conditions météorologiques peuvent être obtenus auprès du service de météorologie nationale et être inclus dans la durée contractuelle.
Impacts négatifs sur le patrimoine environnemental ou culturel	<ul style="list-style-type: none"> les documents contractuels doivent identifier les questions liées au patrimoine environnemental ou culturel connues au moment de l'appel d'offres. 	<ul style="list-style-type: none"> un partenariat proactif entre les entreprises, le maître d'ouvrage et les représentants du maître d'ouvrage doit permettre de prendre en compte et traiter les impacts.
Interruptions de financement	<ul style="list-style-type: none"> le maître d'ouvrage doit indiquer à l'entreprise les dispositions en matière de financement et la manière dont l'entreprise sera rémunérée chaque mois. 	<ul style="list-style-type: none"> un partenariat proactif entre les entreprises, le maître d'ouvrage et les représentants du maître d'ouvrage doit permettre de traiter des questions de financement.

10.1.1.3 Permis et autorisations

Des autorisations et permis (limités dans le temps et dans l'espace) sont généralement exigés par les organismes administratifs autorisant les travaux de génie civil et apportant des garanties de financement. Lorsque programmes et spécifications ont été définis, ces organismes centraux et/ou locaux conduisent une revue de projet et délivrent des autorisations et des permis visant à se conformer avec les réglementations en vigueur avant la construction de la digue.

Il est important de souligner que ces autorisations et permis peuvent être accordés avec des réserves, telles que celles présentées dans les sections suivantes.

Ces autorisations ou permis sont obtenus par le maître d'ouvrage, le gestionnaire de digue, ou par l'entreprise. L'entreprise peut être responsable de l'obtention d'autorisations ou de permis supplémentaires devenus nécessaires du fait de sa méthode de travail ou des solutions alternatives envisagées. Cette latitude doit être étudiée en considérant que l'entreprise peut être en mesure de proposer des méthodes ou des matériaux alternatifs, acceptables pour le processus de construction, et qui offrent l'avantage de réduire les coûts, de raccourcir les délais de construction, ou d'être plus respectueux de l'environnement. L'implication d'une entreprise expérimentée possédant une solide connaissance du contexte local réduira le risque de retard lié à l'obtention d'autorisations et de permis.

De nombreux permis peuvent être rapidement obtenus par l'entreprise après l'attribution du marché. Toutefois, des problèmes inattendus et des solutions ou alternatives proposées par l'entreprise peuvent nécessiter des autorisations ou des permis supplémentaires de la part des organismes administratifs locaux ou centraux. Les questions de délivrance d'autorisations qui surviennent après qu'une entreprise a démarré les travaux peuvent être considérées comme un élément déterminant pour une bonne finalisation du projet dans le respect des délais. Une mauvaise anticipation du temps nécessaire ou des données requises pour satisfaire les exigences légales et environnementales d'un processus de délivrance d'autorisation peut conduire à des impacts négatifs sur les calendriers de construction, à de possibles actions judiciaires, à des pénalités financières pour l'entreprise, ainsi qu'à des réclamations auprès du maître d'ouvrage de la digue.

Avant la mobilisation, ou après, si cela est nécessaire, l'entreprise doit prendre contact avec le maître d'ouvrage de la digue pour expliquer ses intentions, de même qu'avec l'autorité locale de planification et les organismes réglementaires correspondants, de manière à déterminer les exigences juridiques en termes de permis ou d'autorisations pour l'ensemble des tâches de construction annoncées s'écartant du programme d'origine. Les demandes de permis ou d'autorisations doivent être soumises bien en avance, de façon à donner suffisamment de temps pour conduire le processus d'autorisation. Un important recueil de données et de nombreuses analyses peuvent être exigés au regard des tâches de construction envisagées par l'entreprise, ou au regard de l'acquisition de terrains supplémentaires.

Les entreprises peuvent se voir attribuer des permis et des autorisations pour les aspects suivants du projet de construction :

Permis et autorisations pour utiliser des terrains supplémentaires

L'acquisition des terrains est essentielle au bon déroulement du chantier et doit faire l'objet d'une programmation adaptée. Il est nécessaire d'acquérir des terrains pour de nombreuses raisons, dont :

- l'occupation permanente par les ouvrages de protection contre les inondations ;
- l'occupation temporaire de terrains par des ouvrages provisoires ;
- la réservation temporaire de terrains destinés à être inondés en cas de crue.

L'entreprise peut estimer que les terrains proposés par le maître d'ouvrage de la digue ne sont pas adaptés à la bonne mise en œuvre de la procédure de construction finalement retenue. Les voies de circulation et les terrains convoités par l'entreprise peuvent être soumis à des restrictions de la part de l'organisme de planification local. Toutefois, les organismes de planification peuvent dans des circonstances particulières délivrer des autorisations temporaires sous réserve de consentement du propriétaire du terrain ou de garanties de dédommagement financier ou d'un cautionnement. Des permis et/ou des autorisations temporaires sont parfois nécessaires pour :

- les droits de passage ou autorisations de mise en place de zones d'extraction de matériaux ou de zones temporaires de tri des matériaux, au niveau de zones humides ou à proximité de zones résidentielles ;
- la construction de voies d'acheminement à travers les zones inondables ;
- les extensions des droits de passage adjacents aux digues pour améliorer l'accès des véhicules et leurs possibilités de manœuvre ;
- les terrains supplémentaires nécessaires pour offrir temporairement des capacités de déchargement et de stockage des matériaux dans des zones humides ou des zones adjacentes à des zones résidentielles ou d'autres zones bâties ;
- des zones d'extraction ou de stockage de matériaux alternatifs non prévues par le maître d'ouvrage ou les organismes de planification locaux permettant de fournir davantage de matériaux ou pouvant raccourcir le temps de transport.

Parmi les bonnes pratiques, on peut citer les points suivants :

- le maître d'ouvrage aura mené des discussions avec les autorités administratives préalablement à la demande, et initié le processus d'autorisation sur la base des premiers plans présentant le tracé de la digue ainsi que l'emplacement des principales structures destinées à la gestion de l'eau (une extension ou une emprise plus importante doivent être prévues lors de la programmation du projet, et des terrains destinés à accueillir les structures permanentes doivent être achetés) ;
- au début de la programmation de la construction, le maître d'ouvrage ou l'entreprise entament un dialogue avec les autorités délivrant les autorisations ou les permis, de manière à identifier les conditions à remplir et la durée nécessaire à l'obtention de l'autorisation ;
- lorsque les spécifications et plans d'ingénierie définitifs sont délivrés, des contraintes de terrain peuvent avoir été repérées qui nécessiteront des modifications aux plans préliminaires fournis aux organismes délivrant les permis d'intervention.

Permis concernant des équipements ou des matériaux particuliers

Au cours de la construction d'une digue, une disposition particulière de construction ou bien la planification de certaines tâches peuvent nécessiter des autorisations qui n'avaient pas été prévues pendant le processus de programmation ou obtenues par le maître d'ouvrage. Des autorisations peuvent être nécessaires pour :

- faire fonctionner un équipement mobile de concassage (problématiques de réduction du bruit et des poussières) ;
- transporter de grands équipements par convois exceptionnels ;
- déroger aux restrictions limitant la taille des véhicules, le poids par essieu et le type de roues sur les chaussées empruntées ;

- traverser des lignes de chemin de fer ou des ponts ;
- mener des activités temporaires de construction, soit au niveau, soit à proximité d'une route ou d'un réseau public existant ;
- fermer temporairement une route afin d'acheminer un équipement.

Autorisations et permis environnementaux

Le maître d'ouvrage ou le concepteur auront effectué une évaluation environnementale et une étude d'impact avant le début du projet de construction (*cf.* chapitre 9). Cette démarche devra être conforme à l'ensemble des réglementations environnementales nationales et internationales et devra être aussi détaillée que possible pour éviter par la suite des retards et dépenses supplémentaires. Il est important de fournir à l'entreprise des recommandations strictes en matière de servitudes, d'accès, de techniques de construction, de périodes et d'heures de travail, ainsi que d'agrément des matériaux sur la base du résultat des études environnementales. Toutes les considérations environnementales sur le site impliquant des mesures de protection de la part de l'entreprise, ou pouvant impliquer des dispositions de travail particulières doivent être clairement identifiées dans l'évaluation environnementale et versées au marché de construction.

Des réglementations locales, régionales ou nationales imposent souvent des conditions sur :

- le respect de l'environnement pour des travaux menés à proximité des habitations (exigences en termes de bruit et d'éclairage) ;
- la qualité de l'eau et de l'air (par exemple des autorisations pour pomper ou déverser de l'eau, des permis d'utilisation ou de stockage de carburant ou de matériaux dangereux, ou des autorisations de traiter des matériaux) ;
- le traitement des matériaux ;
- la navigation sur les voies d'eau.

Parmi les bonnes pratiques, on peut citer :

- le passage en revue de l'ensemble des permis et autorisations nécessaires pour construire l'ouvrage ;
- le dialogue avec les autorités délivrant les permis et autorisations pour établir les besoins et apprécier la durée de la période d'instruction ;
- à l'achèvement de la production des spécifications et des plans d'ingénierie définitifs, la découverte des conditions de terrain peut révéler la nécessité de nouveaux permis ou de nouvelles autorisations en plus de ceux qui avaient été envisagés à l'origine.

10.1.1.4 Rôles et responsabilités

Il existe un certain nombre de considérations et de risques qui peuvent concerner un projet de digue. Il est important que ceux-ci soient pris en compte, et que soit, à chaque stade du projet, clairement identifiée la personne qui en assume la responsabilité.

Le tableau 10.4 identifie les points suivants :

- principales étapes de construction ;
- principales tâches en lien avec la construction de la digue à chaque étape ;
- parties prenantes au projet assumant la responsabilité principale et apportant une contribution essentielle concernant ces considérations.

Tableau 10.4 Principales étapes, tâches et problématiques en lien avec la construction, ainsi que principale personne en assumant la responsabilité

Étape clé	Tâche essentielle	Rôle principal
Consultation et programmation de la construction	<ul style="list-style-type: none"> évaluation environnementale exigences opérationnelles concernant la digue heures de travail autorisées restrictions en matière de bruit ou d'éclairage questions opérationnelles au cours de la construction mise en place du programme mise en place d'un registre des risques liés au projet mise en place d'un plan de gestion de la construction consultation publique 	<ul style="list-style-type: none"> le maître d'œuvre l'entreprise avec des contributions par : <ul style="list-style-type: none"> le maître d'ouvrage/opérateur le chef de projet les autorités administratives l'entreprise de service public le public
Contribution à la construction au cours de la conception	<ul style="list-style-type: none"> mise en place de critères d'acceptation étude de constructibilité avec l'entreprise mise en place d'une méthodologie de construction de la digue définition du programme de construction mise en place d'un registre des risques de construction définition des coûts budgétaires initiaux essais de convenance, en particulier des matériaux de remblais envisagés 	<ul style="list-style-type: none"> le maître d'œuvre l'entreprise avec des contributions par : <ul style="list-style-type: none"> le maître d'ouvrage/gestionnaire les autorités administratives, le chef de projet
Remise des offres et attribution des marchés	<ul style="list-style-type: none"> lancement de l'appel d'offres traitement des questions des entreprises de construction production et examen des offres obtention des autorisations pour la construction de la digue 	<ul style="list-style-type: none"> le maître d'œuvre l'entreprise avec des contributions par : <ul style="list-style-type: none"> le maître d'ouvrage/gestionnaire le chef de projet
Préparation du chantier	<ul style="list-style-type: none"> accès au site de la digue considérations environnementales (notamment flore et faune, poussière, bruit, ruissellement, etc.) opérations relatives à la gestion des inondations au cours de la construction revue et validation du plan de sécurité réunion consacrée à la conception 	<ul style="list-style-type: none"> l'entreprise avec des contributions par : <ul style="list-style-type: none"> le maître d'ouvrage/gestionnaire le maître d'œuvre
Construction sur site	<ul style="list-style-type: none"> protocoles de communication production et validation des documents d'exécution réunions hebdomadaires/mensuelles gestion du programme de construction gestion et limitation des risques du projet décompte et paiement (gestion administrative du contrat) inspection/validation des fondations de la digue inspection des principaux équipements électriques et mécaniques contrôle extérieur des activités de construction 	<ul style="list-style-type: none"> l'entreprise le maître d'œuvre avec des contributions par : <ul style="list-style-type: none"> le maître d'ouvrage/gestionnaire le contrôle extérieur les gestionnaires de réseaux
Réception des travaux	<ul style="list-style-type: none"> Établissement du procès-verbal de « réception » avec ou sans réserve assurance qualité inspection finale mise en service des principaux équipements électriques et mécaniques 	<ul style="list-style-type: none"> l'entreprise le maître d'œuvre avec des contributions par : <ul style="list-style-type: none"> le maître d'ouvrage/gestionnaire les autorités administratives

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Étape clé	Tâche essentielle	Rôle principal
Transfert des ouvrages exécutés et dossier correspondant	<ul style="list-style-type: none"> • digue des éventuelles réserves par la réalisation des travaux correspondants • restauration du site • suivi environnemental • plans de récolement • documentation technique de la construction • formation • transfert d'ouvrages • résolution des questions contractuelles • paiement final/traitement des réclamations 	<ul style="list-style-type: none"> • le maître d'œuvre • l'entreprise avec des contributions par : <ul style="list-style-type: none"> • le maître d'ouvrage • le gestionnaire

Les digues, essentielles pour prémunir le public des conséquences catastrophiques des inondations, imposent par nature une variabilité des conditions de site et des matériaux de construction. Par conséquent, une bonne pratique en matière de construction de digue est d'attribuer les rôles et les responsabilités en tenant compte des caractéristiques propres des digues, ouvrages présentant un risque élevé et soumis à un environnement évolutif.

La construction des digues associe les secteurs du terrassement et du génie civil, en plus des spécialistes des cours d'eau, des projets environnementaux et de la protection contre les inondations.

De nombreux maîtres d'ouvrage adoptent les principes du processus de « conception-appel d'offres-réalisation », au cours duquel les personnes appartenant aux équipes de conception et de construction sont intégrées aux deux phases du projet. La responsabilité de la gestion du risque est transférée de l'équipe de conception à l'équipe de construction lorsque le marché est attribué. Toutefois, des représentants de la conception doivent être impliqués dans la phase de construction pour s'assurer que la conception prévue est bien respectée. En fonction du cadre juridique, la responsabilité repose sur le maître d'ouvrage ou sur l'entreprise. Les risques peuvent découler directement de l'exécution du projet (caractéristiques de l'ouvrage et structures adjacentes) mais aussi être liés au processus (parties prenantes, public). Les risques peuvent se manifester sous la forme de retards, de coûts supplémentaires résultant de réclamations, de dommages à des propriétés voisines, ou de décès.

La perception du risque au cours de la construction varie énormément selon la position dans laquelle on se trouve. Le concepteur par exemple peut avoir élaboré les documents contractuels sur la base d'un ensemble d'hypothèses qui seront ou non vérifiées durant la construction. C'est pourquoi les contrats doivent être rédigés de manière à identifier clairement la responsabilité des risques, en y mentionnant notamment :

- les limites potentielles des études géotechniques, puisque des sujétions imprévues peuvent affecter à la fois la conception et la construction ;
- les délais potentiellement plus importants en raison de conditions météorologiques plus sévères que celles inscrites au contrat.

10.1.2 Programmation du projet

La construction d'une digue fait intervenir de nombreuses disciplines d'ingénierie et techniques de construction. La définition du processus de construction nécessite les contributions et la coordination de professionnels responsables possédant une expérience de la construction des digues. Les problématiques et les défis de la construction seront mieux surmontés par une équipe multidisciplinaire expérimentée comprenant un chef de projet désigné par le maître d'ouvrage, des ingénieurs hydrauliciens et géotechniciens issus de l'équipe de conception, un responsable de la construction au sein de l'entreprise, le personnel de l'entreprise disposant d'une expérience dans le domaine du génie civil. L'appui des organismes publics familiers des règlements locaux et des contraintes environnementales devra également être recherché. L'équipe multidisciplinaire doit parvenir à un accord et recommander les meilleures procédures et méthodes pour surmonter les défis identifiés avec le minimum d'impact sur les habitants et sur l'environnement.

Lors de la programmation des travaux relatifs à une digue, l'objectif doit être de mettre en place un programme de construction robuste pour la conduite du projet de digue. Programme qui doit fixer des objectifs réalistes et atteignables, établis sur la base de retours d'expériences, de même qu'il doit prendre en compte les différents aspects du projet et de la programmation pour permettre une évaluation de la durée réelle des travaux. Au cours du développement du projet, plus tôt ces éléments de programmation seront pleinement compris, plus tôt un budget et des coûts réalistes pourront être obtenus.

Il est essentiel pour établir des objectifs réalistes et atteignables que le personnel qui contribue à leur définition possède une véritable connaissance et une véritable expérience de la construction des digues, et lorsque cela est possible qu'il comprenne le personnel expérimenté de l'entreprise en matière de programmation et d'opération. Il est également important d'obtenir des contributions de personnes chargées localement de l'entretien par le maître d'ouvrage, de manière à prendre en compte les considérations locales pouvant affecter le projet.

Le programme doit être défini progressivement en coopération avec le maître d'ouvrage :

1. l'entreprise doit produire un programme de construction détaillé avant que les travaux ne commencent ;
2. le maître d'ouvrage et l'entreprise doivent passer en revue ledit programme et s'assurer qu'il est précis et raisonnable ;
3. tout impact sur le programme peut ensuite être évalué sur la base de ce document de référence. ;
4. un partenariat proactif entre l'entreprise, le maître d'ouvrage et les représentants du maître d'ouvrage contribuera à résoudre les problèmes de planning ou les problèmes de performance des sous-traitants ;
5. des pénalités financières (désignées sous le terme de « dommages et intérêts ») peuvent être imposées par le maître d'ouvrage en raison des retards imputables à l'entreprise.

Les principales étapes de la programmation des travaux de construction d'une digue sont examinées ci-dessous.

10.1.2.1 Contraintes spécifiques de programmation d'un projet

Le programme doit être adapté au mode de contractualisation (en particulier les dates essentielles et les délais autorisés) et doit prendre en compte les sujétions, les dates clés et les risques susceptibles d'affecter le chantier, ainsi que les méthodes et les ressources devant être utilisées. L'obtention de certains permis et de certaines autorisations peut engendrer des délais supplémentaires en plus des retards liés aux contraintes physiques.

La construction d'une digue est unique du fait que le site du projet peut présenter des conditions variables de sols et d'écosystèmes, de multiples propriétaires fonciers et de nombreux usages. Les conséquences potentielles en cas d'inondation non intentionnelle du site, ainsi que des exigences juridiques peuvent par ailleurs représenter des défis de construction importants. Parmi les considérations particulières associées à un projet de construction, on peut noter les :

- paramètres hydrologiques et météorologiques, qui peuvent imposer des contraintes sur les travaux, générer un risque d'inondation de la zone endiguée et de la zone des travaux, ainsi que des risques spécifiques sur les ouvrages en terre (tel que présenté à la section 10.2) ;
- contraintes provenant des riverains et de l'environnement (habitats, flore et faune), qui peuvent limiter les heures de travail et nécessiter des mesures pour protéger la qualité de l'air et de l'eau (cf. section 10.3.1) ;
- voies d'accès ainsi que la circulation (cf. section 10.3.2) ;
- les vestiges archéologiques et les réseaux publics (cf. section 10.3.3) ;
- la disponibilité et l'adéquation des matériaux (cf. section 10.4) ;
- les méthodes de construction (cf. section 10.5).

Sans une compréhension minimum et une prise en compte de ces considérations, le chantier risque de connaître des retards significatifs, des dépenses importantes non anticipées et/ou même des dommages ou des pertes de matériaux ou d'équipements, ou encore un préjudice sur l'environnement. Quelques exemples de différents types de considérations et de risques sont fournis au tableau 10.5.

10.1.2.2 Vérification de la constructibilité

Bien que le concepteur doive s'assurer d'une manière générale que le projet est réalisable, l'entreprise doit vérifier la « constructibilité » sur la base d'une revue des objectifs du projet, du financement, des programmes et en considérant sa propre expérience, ses compétences, ainsi que les matériaux et son équipement. Cette revue de projet implique une compréhension précise des objectifs finaux du projet, de sa fonction sur le plan opérationnel, et du risque associé à chaque phase de construction. S'assurer de la constructibilité d'une digue exige un degré de programmation et de connaissance du site supérieur à la plupart des autres travaux de construction. La construction sera à l'évidence influencée par des impératifs, tels que :

- l'évaluation des contraintes environnementales ;
- l'identification des zones d'extraction de matériaux, et celle de sources alternatives ; ;
- la vérification de la sécurité des voies d'accès principales et alternatives ;
- la programmation des phases de construction, de manière à minimiser le risque d'inondation des terrains adjacents et de violation de la réglementation environnementale sur des problématiques telles que la sédimentation et la maîtrise de l'érosion.

Tableau 10.5 Considérations touchant à la séquence de construction

Questions liées à la séquence de construction	Bonne pratique
<ul style="list-style-type: none"> • travail au niveau de zones sensibles sur le plan environnemental (par exemple pas de travail dans une zone particulière pendant la période de reproduction d'une espèce menacée ou en danger). 	<ul style="list-style-type: none"> • identifier l'ensemble des questions de séquençement au cours de la phase de programmation et les mettre en évidence dans le contrat, de manière à ce que l'entreprise ait la bonne information pour mettre en place le séquençement des travaux ; • dans des zones sensibles ou fragiles sur le plan environnemental, établir un séquençement des travaux sur la base de l'information contenue dans les documents environnementaux.
<ul style="list-style-type: none"> • disponibilité de terrains en vue du projet 	<ul style="list-style-type: none"> • vérifier lors de la programmation des travaux qu'un titre en bonne et due forme existe pour le terrain acheté (à noter qu'aux États-Unis, certains projets de digue couvrent une grande zone géographique, et sont réalisés au travers de nombreux contrats de construction. Cela implique que l'achat des terrains soit organisé en séquences).
<ul style="list-style-type: none"> • vitesse de chargement des remblais pour permettre la dissipation des pressions interstitielles 	<ul style="list-style-type: none"> • méthodes envisagées pour réaliser des travaux de terrassement sur des sols meubles : <ul style="list-style-type: none"> • augmenter la hauteur par étapes, avec une période de consolidation entre les étapes ; • augmenter la hauteur en une étape, avec un tassement maîtrisé des couches de sol meuble ; • augmentation de la hauteur en une étape, après un traitement du sol ; • mesures supplémentaires pour minimiser les retards au cours des séquences de terrassement, comme notamment : <ul style="list-style-type: none"> • appliquer une surcharge temporaire pour accélérer les tassements ; • introduire des drains verticaux, de manière à améliorer le processus de consolidation ; • améliorer la stabilité par l'emploi de géotextiles, de géogrilles ou de géotubes ; • construire à partir de matériaux légers ; • surcreuser les fondations pour retirer des matériaux meubles ou inadaptés et les remplacer par un remblai adapté.
<ul style="list-style-type: none"> • réduction potentielle de la section transversale du chenal du cours d'eau, conduisant à une inondation • vulnérabilité à l'érosion en raison des crues de travaux partiellement terminés. 	<ul style="list-style-type: none"> • clairement notifier dans le contrat les éventuels travaux devant faire l'objet d'un séquençement, par exemple la mise en place d'une protection temporaire contre les inondations avant des travaux de déblaiement ; • consulter des ingénieurs hydrauliciens pour s'assurer que le séquençement ne provoque pas de conditions d'écoulement préjudiciables.
<ul style="list-style-type: none"> • programmation pour apporter dès que possible des améliorations en matière de protection contre les inondations. 	<ul style="list-style-type: none"> • optimiser les bénéfices apportés par chaque segment du projet de digue. Idéalement, chaque segment doit apporter une plus-value en termes de protection contre les inondations. Les longues digues peuvent intercepter des terrains en surélévation, apportant ainsi tout ou partie de la protection projetée avant que ne soit réalisé le dernier segment du système d'endiguement.

10.1.2.3 Mise en place de méthodes et de ressources et réalisation des constructions correspondantes

Une fois vérifiée la constructibilité, une planification réaliste peut être établie, comprenant notamment :

- une logistique adaptée ;
- le développement de procédures de construction appropriées ;
- la sélection soignée de l'équipement de construction ;
- la programmation des mesures destinées à la protection contre les niveaux d'eau élevés, de manière à minimiser les risques d'augmentation de ces niveaux d'eau en amont et en aval du projet, et à limiter les dommages liés à l'érosion sur les structures partiellement réalisées.

Les étapes de la construction d'une digue, telles que décrites plus en détail à la section 10.5, sont les mêmes que celles de nombreux autres projets de génie civil, à ceci près que certains aspects peuvent présenter une signification particulière s'agissant d'un projet de digue. Un exemple classique de séquençement de la construction est la surélévation par phases d'une digue lorsqu'on travaille sur des sols meubles, de façon à éviter une perte de stabilité au cours de la phase de construction.

Main d'œuvre, matériaux et équipement doivent être analysés et programmés en prenant en compte les exigences du projet. Si les tâches de construction programmées par le constructeur ne sont pas correctement séquencées, le projet de digue peut prendre du retard et les coûts augmenter de façon significative. Le tableau 10.6 fournit un certain nombre d'exemples.

Tableau 10.6 **Considérations en lien avec la disponibilité des matériaux, de l'équipement et de la main d'œuvre**

Questions liées à la disponibilité des matériaux, de l'équipement et de la main d'œuvre	Bonne pratique
Disponibilité des matériaux et des ressources nécessaires pour le projet	<ul style="list-style-type: none"> • les projets doivent être programmés de façon à éviter toute pénurie de matériaux et de main d'œuvre. Toutefois, si des manques sont anticipés, les choix doivent tenir compte de la disponibilité de l'équipement et de la main d'œuvre ; • si possible, les projets d'endiguement doivent être organisés par tranches en veillant à éviter des pics de demande de matériaux, d'équipements et de main d'œuvre ; • au cours du processus de programmation, les quantités estimatives de matériaux doivent être utilisées pour analyser la chaîne locale d'approvisionnement, tant sur les plans de la livraison que du prix. Une analyse de sensibilité doit être menée pour apprécier les effets d'une augmentation de la demande croissante sur la chaîne d'approvisionnement identifiée ; • envisager de commander les matériaux particuliers à l'avance, avant le début du marché, et fournir ces matériaux à l'entreprise.
Méthodes et matériaux alternatifs	<ul style="list-style-type: none"> • le maître d'ouvrage peut également permettre à l'entreprise de soumettre une proposition de variante ou de chiffrer une solution alternative d'ingénierie sur les matériaux spécifiés dans le marché.

Des éléments supplémentaires sont apportés à la section 10.4 quant à la disponibilité et l'adaptation des matériaux de remblai.

10.1.2.4 Définition des coûts associés

La manière la plus fiable d'établir un budget de construction réaliste pour un projet de lutte contre les inondations est d'allouer des ressources à chaque étape du programme de construction. Un budget constitué sur la base d'une liste type de prix forfaitaires a peu de chance de fournir une information suffisante.

Les budgets établis sur la base d'un programme auquel sont affectées des ressources sont plus fiables du fait que le programme s'appuie sur :

- diverses considérations particulières, telles que le caractère saisonnier de certaines tâches ;
- des données relatives aux méthodes et aux moyens réellement prévus ;
- des données sur l'origine des matériaux envisagés ;
- l'identification, dans le marché de travaux, des contraintes environnementales (selon l'environnement, ces contraintes engendreront des coûts plus ou moins élevés).

Le processus destiné à obtenir un coût basé sur le programme est illustré à la figure 10.1, et peut être résumé comme suit :

1. établir les coûts des ressources réellement mobilisées, en considérant les durées et les quantités découlant du programme.
2. chiffrer les frais généraux du site (parfois qualifiés de « frais d'installation et de repli de chantier ») en se basant sur la prévision réelle en matière de ressources et de durées.
3. évaluer des risques résiduels de conception et de construction, et s'assurer de leur prise en compte.
4. inclure la marge de profit des entreprises.
5. prévoir une éventuelle augmentation des prix.

L'intervention de personnes expérimentées est essentielle à l'établissement du chiffrage des travaux.

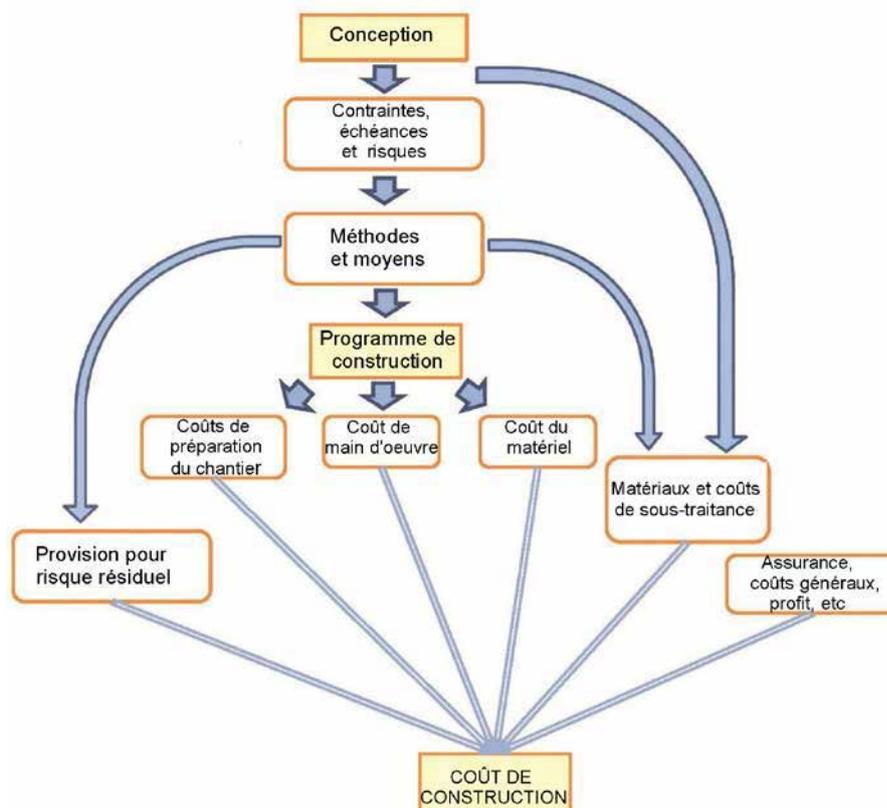


Figure 10.1 **Établissement du programme de construction et des coûts du projet**
(source : Bam Nuttall)

10.1.3 Gestion des risques du programme de construction

La gestion du risque au cours de la construction doit être basée sur un suivi continu, qui permettra une réponse rapide vis-à-vis des risques identifiés, ou encore face à l'émergence de nouveaux risques, et/ou face à un changement d'acceptation des risques par les parties prenantes et/ou le public.

Au cours de la phase de construction, les projets de digue reposent sur une bonne coordination entre le maître d'œuvre et l'entreprise, de façon à identifier et à réagir aux changements de conditions de site. Les projets de digue comprennent la prévision, l'évaluation, la vérification et l'utilisation de données géotechniques et autres données spécifiques au site, un grand nombre de ces données étant par nature cachées. L'évaluation des conditions sur le site intervient avant et pendant la phase de construction, si bien que la conception doit fréquemment être adaptée pour répondre à des conditions différentes. Lorsqu'un changement significatif est repéré lors de la construction, d'autres acteurs sont souvent impliqués, notamment le maître d'ouvrage, les autorités administratives, le public et les financeurs.

Un certain nombre de risques pouvant apparaître lors de projets de construction de digue sont indiqués au tableau 10.7, ainsi que des exemples de bonnes pratiques pour y répondre. Certains des risques cités peuvent être traités par une programmation anticipée ; d'autres sont liés à des sujétions imprévues, puisqu'il n'est pas toujours possible de vérifier et de prendre en compte la totalité des paramètres, en raison des grandes dimensions de ces projets et/ou de la complexité et de l'incertitude associées à de très anciens systèmes de digues. Des conditions imprévues peuvent également provenir de vestiges archéologiques et de réseaux de services publics – de bonnes pratiques les concernant sont examinées à la section 10.3.3.

En cas de retard ou de dépassement des délais prévisionnels, il est préférable pour l'ensemble des parties prenantes de négocier une période supplémentaire permettant de satisfaire les exigences de conception, plutôt que d'accélérer la construction et de compromettre les performances finales de la digue. Il est donc important que l'entreprise dispose d'une équipe multidisciplinaire, suffisamment souple pour réagir si le programme nécessite une modification.

Tableau 10.7 **Bonnes pratiques en lien avec un certain nombre de risques de construction de digue**

Risques lié à la construction	Bonnes pratiques
Conception hydraulique	Les conséquences négatives associées à une mauvaise conception hydraulique sont variées. Parmi elles, on peut citer sans être exhaustif, les affouillements, l'érosion, les pertes de charge à travers les crépines des stations de pompage, des capacités inadéquates de stations de pompage ; <ul style="list-style-type: none"> les dépenses liées à l'utilisation d'une modélisation pour confirmer, en début de construction, les résultats de la conception, peuvent souvent être justifiées ; si nécessaire, des tests sur modèle physique peuvent être réalisés.
Conditions de sol inhabituelles	Rechercher des experts disposant d'une expérience de travaux en conditions de sol inhabituelles peut améliorer les chances de prendre en compte les tassements et autres phénomènes.
Conditions de terrains imprévues	<ul style="list-style-type: none"> de bonnes investigations géotechniques doivent être réalisées au cours de la phase de conception. Les fondations doivent être cartographiées et documentées par un géologue ; l'entreprise doit effectuer une investigation complète du site avant le début des travaux et identifier les écarts par rapport aux plans contractuels ; le maître d'ouvrage, son assistant éventuel et l'entreprise doivent être présents lors de la découverte des fondations de la digue ; si les fondations ne présentent pas les caractéristiques attendues, l'équipe de conception du projet devra déterminer si les hypothèses de conception sont remises en question. Une action immédiate est nécessaire dans le cas d'un changement de conditions du site, de manière à éviter des retards importants au niveau du planning ; l'évaluation des risques du projet ainsi que les opérations de contrôle doivent être à la fois approfondies et présenter tous les gages de fiabilité.
Engin de guerre non-explosé	<ul style="list-style-type: none"> une revue détaillée des archives historiques ; une imagerie radar des terrains et/ou la contribution d'experts des engins de guerre non-explosés lorsque le risque est perçu comme significatif.
structure et fondation Affouillement et/ou sape/ franchissement	L'emploi de protections contre les surverses côté terre, ainsi qu'une conception et une mise en œuvre correctes d'une protection en pied peuvent réduire les risques associés à l'affouillement, à la sape ou au franchissement de la structure, à la fois pendant et après la construction. Ce principe s'applique également aux structures temporaires pouvant être construites dans le cadre du projet, mais qui sont retirées avant la fin du marché.
Tassement différentiel ou excessif	Des investigations géotechniques approfondies et un programme d'essais peuvent permettre de traiter les risques de tassement. Au cours de la construction, des mesures telles que la mise en place de préchargement peuvent accélérer la consolidation. Des drains verticaux préfabriqués, des pieux en fondation, de même que des joints d'expansion au sein des structures et d'autres mesures peuvent minimiser l'impact du tassement.
Fuites	L'emploi de murs d'étanchéité continus en palplanches est l'une des mesures pouvant contribuer à l'étanchéité de la structure de protection.
Intégrité du béton	Fissuration et résistance minimale : s'assurer que le béton respecte les exigences spécifiées de résistance à la compression à travers un programme rigoureux de contrôle de la qualité. De même, par un programme d'inspection, vérifier que la quantité et le type d'armatures nécessaires sont bien en place pour maîtriser la fissuration, et que l'épaisseur de béton en enrobage des armatures est suffisante.

Risques lié à la construction	Bonnes pratiques
Tests et mise en service	<p>Les systèmes de digues comprennent classiquement un certain nombre de systèmes mécaniques et électriques qui, s'ils ne sont pas fournis ou installés correctement peuvent retarder la date de mise en service du projet, provoquer une augmentation des coûts pour le maître d'ouvrage ou l'entreprise, et réduire l'efficacité d'ensemble du projet.</p> <ul style="list-style-type: none"> • mettre en place des essais et un plan de mise en service tôt au cours du processus ; • désigner un responsable de la mise en service pour superviser ce travail ; • conserver une trace des résultats des tests et des actions correctives, et coordonner des essais témoins avec le maître d'ouvrage ou ses représentants ; • mettre en place des actions correctives lorsque cela est nécessaire, avant le transfert ou le début de la garantie.
Risques sociaux et politiques (tels que des actions d'associations non-gouvernementales impactant les travaux)	<ul style="list-style-type: none"> • large consultation et concertation publique avec l'ensemble des personnes et organisations pouvant être affectées par les travaux ou pouvant affecter les travaux ; • suivre les procédures appropriées d'attribution des risques.
Questions environnementales non-anticipées	<ul style="list-style-type: none"> • l'adaptation du programme de construction doit être convenu avec les parties prenantes concernées ; • l'encadré 10.1 donne l'exemple d'un projet de construction de digue impacté par une modification de la faune après le début de la construction.
Modification des contraintes (y compris un changement demandé par le maître d'ouvrage)	<ul style="list-style-type: none"> • anticipation par le choix de conceptions adaptables et/ou robustes au cours de la phase de conception du projet ; • implication précoce de l'entreprise.

Encadré 10.1

Responsabilités en matière de prise en compte des changements au niveau du site pendant la construction de la digue



Au cours d'un chantier relatif à un projet de protection contre les inondations en Floride, aux États-Unis, un couple de caracaras, une espèce d'oiseau menacée, a commencé à nicher dans la zone du projet. Pour se conformer à la législation environnementale, l'équipement et les activités de construction ont été sévèrement limitées au cours de la période de nidification, impactant le programme. La gestion de ce changement a impliqué des efforts conjoints de la part du maître d'ouvrage, des autorités administratives, du maître d'œuvre et de l'entreprise.

Figure 10.2 Caracaras
(source : Glen Tepke)

10.1.3.1 Utilisation d'un registre des risques

Une bonne manière de gérer les risques (et une bonne pratique reconnue) au cours de la construction est la création et l'utilisation d'un registre des risques. Il s'agit d'un registre qui non seulement renseigne sur la façon dont les risques du projet de construction ont été identifiés et enregistrés, mais qui formule également des options de compensation des risques, auxquelles il est possible de se reporter, et qui peuvent être mises à jour tout au long du projet, autrement dit, il s'agit d'un « document vivant ».

Avant d'entreprendre une évaluation détaillée, il est important que l'entreprise ait conscience que des évaluations stratégiques d'une plus grande importance peuvent s'avérer nécessaires, telles que :

- établir des objectifs d'ensemble du projet et identifier les risques financiers pouvant avoir un impact sur l'atteinte de ces objectifs ;
- savoir si les objectifs financiers seront atteints ou remis en cause par l'engagement dans le projet.

Une fois cette analyse effectuée, les étapes 1 à 9 indiquées ci-dessous, centrées sur le risque de construction, peuvent être suivies :

1. identifier les dangers et risques ;
2. identifier les responsabilités correspondant aux différents risques ;
3. évaluer la probabilité et les conséquences de ces risques ;
4. identifier les mesures de contrôle ou d'atténuation ;
5. évaluer les risques résiduels, y compris ceux qui peuvent résulter des mesures d'atténuation ;
6. estimer le coût des mesures d'atténuation ;
7. estimer le bénéfice net de la mesure ;
8. choisir et mettre en place des actions d'atténuation avantageuses ;
9. contrôler et réviser le processus/retour d'information pour réengager un nouveau cycle.

Simm et Cruickshank (1998) décrivent l'évaluation des risques de construction et les étapes en détail – les résultats de ces analyses doivent être reportés dans le registre des risques. Un exemple de registre partiellement renseigné est présenté au niveau du tableau 10.8, qui comprend les résultats des étapes 1 à 5. Des registres des risques plus développés peuvent intégrer les étapes 6 à 9.

Tableau 10.8 Exemple de registre des risques partiellement renseigné

N°	Description des risques	P	C	R	Mesure de compensation du risque	Risque résiduel		
						P	C	R
1	Grave inondation du site dépassant ce qui peut être raisonnablement attendu	Modérée	Élevée	Indésirable	Améliorer les mesures d'atténuation – consulter le ou les concepteur(s) sur les possibilités de séquençage de la construction, de façon à réduire le risque d'inondation du site. Prévoir une évacuation rapide du personnel, des installations et des équipements du site. Évaluer les risques d'inondation sur une base quotidienne.	Faible	Faible/intermédiaire	Acceptable
2	Tassement irrégulier ou excessif des matériaux de remblaiement	Modérée	Intermédiaire	Indésirable	Consulter les résultats des investigations de terrain pour chaque segment de digue avant de mettre en place le remblai, et suivre chaque remblaiement – consulter un ingénieur et/ou un concepteur du projet pour vérifier l'acceptabilité ou obtenir son avis sur la solution.	Modérée	Faible	Acceptable
3	Arrivée excessive de sédiments en provenance du site au niveau de la masse d'eau	Élevée	Intermédiaire	Inacceptable	Diriger l'eau de pompage vers un bassin de sédimentation. Contrôler la qualité de l'eau en sortie.	Faible	Faible	Acceptable
4								

Abréviations : P = probabilité, C = conséquence, R = magnitude du risque

Il convient d'être prudent en combinant probabilité et conséquences dans le but de prendre en compte l'importance d'un risque. Bien que le produit de la probabilité et des conséquences fournisse l'impact moyen du risque, dans de nombreux cas la variance peut être très significative. Typiquement, les risques aux conséquences importantes et à faible probabilité sont plus importants à traiter que des risques à faible conséquence et à probabilité élevée, même s'il ressort de cette approche une même prévision d'impact du risque.

10.1.4 Management de la qualité, de la santé, de la sécurité et de l'environnement

Un projet réussi de construction de digue doit viser à la fois le respect des niveaux de protection requis et un impact minimum sur l'environnement. Les exigences en termes de qualité, de santé et de sécurité au travail ainsi que d'environnement doivent se conformer aux normes applicables à l'ensemble des infrastructures publiques critiques. Une société ou une entreprise de construction doit pouvoir montrer qu'elle possède un, ou plusieurs, système(s) de gestion efficace(s) (de préférence certifiés) destiné(s) à prendre en compte les exigences en matière de qualité, de santé et de sécurité au travail et de gestion de l'environnement.

Lors de la construction d'une digue, la gestion efficace des tâches et des données est déterminante pour :

- vérifier les types de matériaux de construction utilisés ainsi que leur bonne mise en œuvre ;
- vérifier la bonne utilisation des équipements et la bonne application des méthodes de construction ;
- réaliser les objectifs et répondre aux attentes en matière de conception ;
- s'assurer de la conformité aux exigences légales et autres exigences (par exemple réglementaires).

La gestion de la qualité est d'abord mise en place pour s'assurer que la digue est construite dans le respect des spécifications, des processus et procédures de l'entreprise, ainsi que dans le respect des exigences minimales du secteur, notamment en termes de normes et de règlements.

Une construction réussie apporte une réduction du risque d'inondation, tandis qu'une construction imparfaite est susceptible d'entraîner des conséquences négatives – tant pour l'entreprise que pour le client. La performance attendue est généralement précisée par le concepteur, mais des spécifications supplémentaires particulières aux conditions de réalisation peuvent être apportées dans le marché de construction. Les entreprises de construction de digues doivent disposer d'un système de management de la qualité (SMQ) en place, et celui-ci doit dans l'idéal être conforme à la norme ISO 9001:2008 ou équivalente.

La gestion de la santé et de la sécurité au travail est avant tout mise en place pour s'assurer qu'une digue est construite de manière sûre, conformément aux normes et exigences réglementaires du secteur, et dans le respect des règlements, des processus et des procédures de la société. Les entreprises de construction de digues doivent disposer d'un système de management de la santé et de la sécurité au travail (SMSST) en place, et idéalement celui-ci doit se conformer aux normes OHSAS 18001 :2002 ou EM 385-1-1 (tel qu'employé par l'USACE) ou équivalent.

La gestion de l'environnement est d'abord destinée à s'assurer que la digue est construite avec un impact minimum sur l'environnement. Les entreprises de construction de digues doivent disposer d'un système de management de l'environnement (SME) en place, et doivent se conformer idéalement avec la norme ISO 14001:2004 ou équivalent.

Il est de bonne pratique d'appuyer chacun de ces types de systèmes de management sur le cycle « *plan-do-check-act* » (PDCA), qui comprend les aspects suivants :

- définition d'une politique ;
- programmation ;
- mise en œuvre des processus ;
- vérification et contrôle ;
- amélioration et rectification.

Les exigences générales de ces trois types de systèmes de gestion comprennent des indicateurs et des enregistrements sur les aspects suivants :

- politique (respectivement pour la qualité, pour la santé et la sécurité au travail et pour l'environnement) ;
- audit interne ;
- revue de gestion ;
- responsabilité et autorité ;
- vérification de la documentation ;
- vérifications opérationnelles ;

- enregistrements ;
- sensibilisation et développement des compétences ;
- contrôles et mesures associées ;
- actions correctives concernant les non-conformités ;
- action préventive ;
- communication ;
- amélioration continue.

10.1.4.1 Gestion de la qualité

Les spécifications et autres documents du marché de construction doivent clairement détailler les exigences de gestion de la qualité en matière d'inspection et d'acceptation du travail, dans le cadre d'un **plan de management de la qualité**. Un tel plan est généralement conçu pour garantir la conformité avec les spécifications contractuelles et les exigences minimales prévues par les normes en vigueur. L'encadré 10.2 présente un exemple typique de plan d'ensemble.

Encadré 10.2 Plans qualité destinés au travail de terrain, USACE	
<ul style="list-style-type: none"> • objectif et périmètre <ul style="list-style-type: none"> • établissement d'un plan qualité annuel pour le fonctionnement • période concernée • applicabilité • charge de travail <ul style="list-style-type: none"> • contrats en cours • contrats prévus • organisation <ul style="list-style-type: none"> • description • schéma • personnel <ul style="list-style-type: none"> • actuel • nécessaire (adapté à la charge de travail) • responsabilités <ul style="list-style-type: none"> • générales • spécifiques • formation <ul style="list-style-type: none"> • analyse des besoins • programmation 	<ul style="list-style-type: none"> • avant l'attribution <ul style="list-style-type: none"> • séances de revue de la conception • contribution aux spécifications qualité de l'entreprise et aux impératifs calendaires • revues de faisabilité, de constructibilité et d'opérabilité • étude de la conformité avec le plan • après l'attribution <ul style="list-style-type: none"> • suivi de la qualité <ul style="list-style-type: none"> • participation au niveau des phases • résolution des problèmes • suivi des insuffisances • test qualité <ul style="list-style-type: none"> • politique • installations • calendrier • comptes rendus.

Le maître d'ouvrage, le concepteur, le maître d'œuvre et l'entreprise jouent tous des rôles essentiels pour s'assurer qu'un haut niveau de management de la qualité soit maintenu au cours de la construction de la digue, de façon à ce que des changements ou des modifications soient repérés et pris en compte au niveau de la digue construite. La figure 10.3 fournit un exemple d'organisation de management de la qualité d'un projet présentant un mode de vérification de la qualité plus complexe, à trois niveaux, par le représentant du maître d'ouvrage.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

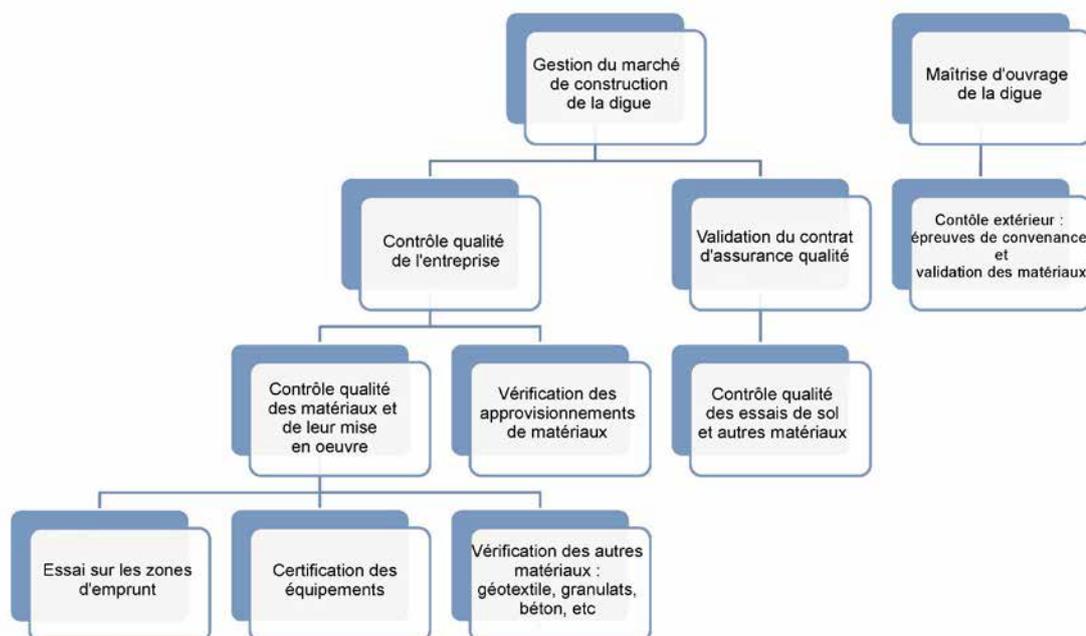


Figure 10.3 Exemple de système hiérarchisé de gestion de la qualité

Le tableau 10.9 identifie les responsabilités de base du personnel en charge de la gestion de la qualité, responsabilités essentielles pour la bonne réalisation des travaux. L'encadré 10.3 présente les procédures qualité d'un projet de digue situé aux Pays-Bas.

Tableau 10.9 Exemple d'allocation des ressources en personnel et d'attribution des responsabilités dans le cadre du management de la qualité

Personnel de construction de la digue	Responsabilités de gestion de la qualité
Chef de projet	<ul style="list-style-type: none"> • qualité du projet
Responsable de la construction ou gestionnaire du marché	<ul style="list-style-type: none"> • qualité du marché de travaux
Responsable qualité du maître d'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> • audits qualité • documentation de gestion de la qualité
Ingénieur de conception du site	<ul style="list-style-type: none"> • communication sur la conformité sur le plan de la qualité • responsabilités du responsable de la qualité (si/lorsqu'il est désigné)
Responsable qualité de l'entreprise	<ul style="list-style-type: none"> • conformité sur le plan de la qualité (y compris les actions correctives) • documentation de gestion de la qualité
Superviseur de l'entreprise	<ul style="list-style-type: none"> • communication de conformité sur le plan de la qualité • responsabilités du responsable de la qualité de l'entreprise (si/lorsqu'il est désigné)
Organisme de contrôle	<ul style="list-style-type: none"> • prélèvement d'échantillons et essais pour vérifier la conformité

Encadré 10.3

Qualité d'une digue côtière : renforcement d'un maillon faible à Noordwijk, aux Pays-Bas

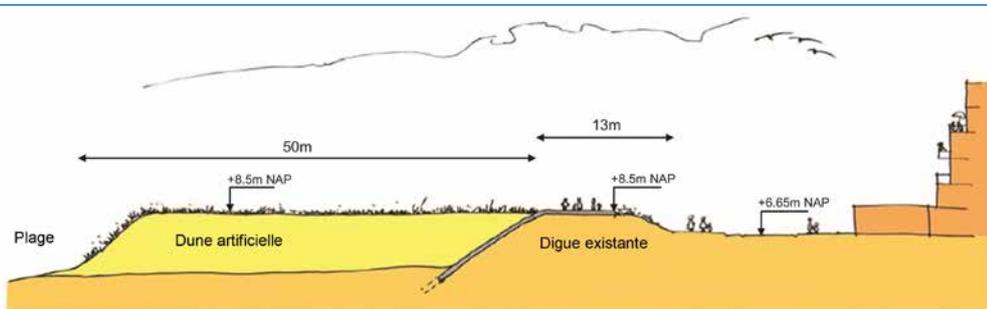


Figure 10.4 « Digue dans la dune », construction pour faciliter l'aménagement du boulevard à Noordwijk, aux Pays-Bas

(source : Marco Veendorp, Arcadis)

La procédure qualité du travail de conception néerlandaise était basée sur une approche systémique d'ingénierie. Les exigences concernant les « objets » et les « fonctions » ont été documentées au cours de l'ensemble du processus, y compris les justifications claires et traçables destinées à maintenir, supprimer ou modifier les exigences, de manière à ce que la conception soit satisfaisante en tout point. Le travail avec un système qualité basé sur une ingénierie systémique (en parfaite conformité avec les systèmes ISO 9001 et ISO 14001) a mis en relief des intérêts ou des exigences contradictoires, de façon à permettre leur prise en compte anticipée dans le processus de conception. La qualité de la conception a également été dépendante d'une implication précoce des parties prenantes, de façon à empêcher l'émergence de toute exigence supplémentaire ou inattendue au cours du processus de conception ou durant les travaux. La vérification de la qualité (interne ou externe) s'est fondée sur un ensemble de critères objectifs déterminés avant le travail. La qualité des travaux de construction a été contrôlée par un superviseur, qui a vérifié les plans que le prestataire avait fournis avant les travaux. Les écarts observés au niveau de la construction ont été traités (si nécessaire), sur un rythme quotidien, au sein d'un comité comprenant le personnel technique du prestataire et le consultant.

Les détails d'ingénierie du projet sont fournis à l'encadré 9.1.

L'entreprise doit également prendre des mesures pour s'assurer que les dispositions propres à la construction de digue sont bien mises en œuvre conformément au marché et aux autres exigences réglementaires. Par exemple, ces dispositions peuvent impliquer des procédures touchant aux points suivants :

- contrôle et vérification des plans ;
- activités opérationnelles telles que le dégagement du terrain, le terrassement, y compris la conformité avec les profils de conception, la sécurité et l'accès au site ;
- sélection des fournisseurs d'équipements et de matériaux, étalonnage des instruments et essais ;
- méthodes de traitement spécialisé ;
- stockage et élimination des déchets ;
- action corrective.

Le prélèvement d'échantillons et les essais au cours de la construction sont nécessaires pour vérifier la conformité au marché. L'étalonnage de l'instrumentation est un aspect important du contrôle qualité pour lequel il faut veiller à la traçabilité. Tous les instruments doivent être régulièrement testés et ne plus être utilisés si leur étalonnage n'est plus valable, ou si leurs mesures deviennent suspectes. Le plan de management de la qualité doit aussi indiquer une procédure de traitement des travaux non conformes et de pilotage des actions correctrices qui en découlent.

Un exemple d'un tel dispositif est le processus d'inspection en trois phases de l'USACE (cf. encadré 10.4), qui œuvre à la qualité des opérations, du démarrage à l'achèvement des travaux, en prévoyant de surcroît une phase de vérification finale du projet de digue.

Encadré 10.4
Processus d'inspection par phases, USACE

Processus d'inspection en trois phases

1. Phase de préparation :
 - a. revue des plans et des spécifications ;
 - b. documents soumis à approbation, documents non approuvés, matériaux disponibles pour la réalisation des travaux ;
 - c. conformité avec les documents contractuels soumis et approuvés. ;
 - d. vérification que l'ensemble de l'équipement mobilisé a été inspecté sur le plan de la sécurité ;
 - e. comparaison des matériaux sur site avec les matériaux décrits pour approbation ;
 - f. vérification que les travaux préparatoires sont terminés et validés ;
 - g. examen des procédures d'exécution par le contrôle qualité ;
 - h. passage en revue des échantillons, matériaux ou planches d'essais ;
 - i. analyse de danger des activités, ainsi que de toute question en lien avec la sécurité, y compris les difficultés linguistiques.
2. Phase initiale :
 - a. identification de la parfaite conformité avec le contrat ;
 - b. établissement du niveau d'exigence en termes de qualité ;
 - c. résolution des anomalies ;
 - d. vérification de la sécurité.
3. Suivi :
 - a. vérification de la parfaite conformité avec le contrat ;
 - b. résolution des anomalies restantes ;
 - c. acceptation finale du document.

10.1.4.2 Management de la santé et de la sécurité

Santé et sécurité au travail sont une composante importante de l'exposition aux risques juridiques pour toute entreprise – mais particulièrement dans le secteur de la construction. Les exigences générales d'un système de gestion de la sécurité suivent celles qui sont indiquées en introduction de la présente section. Toutefois, l'objectif est la réduction du risque et la conformité légale, ce qui implique les exigences supplémentaires suivantes :

- identification du danger ;
- évaluations des risques et détermination des moyens de contrôle ;
- préparation et réponse aux situations d'urgence ;
- enquête sur les incidents.

La construction des digues implique des engins lourds et des conditions de travail exposées – deux facteurs accidentogènes pour le personnel travaillant sur le site. L'accès du public au site de construction doit être restreint, et toute visite pendant la construction (par exemple dans un but éducatif ou d'information) doit faire l'objet d'autorisations et être contrôlée de manière attentive.

Le système de management doit mettre l'accent sur les actions préventives, de manière à éviter en premier lieu les incidents à travers la mise en place d'une formation adaptée du personnel (formation notamment à l'utilisation des équipements lourds) et par la sensibilisation aux dangers présents sur le site de construction ainsi que résultant de mauvaises pratiques (de façon à éviter ou à prévenir les blessures ainsi que les problèmes de santé). Un enregistrement des incidents sur site doit être organisé et conservé et des revues régulières doivent être effectuées pour suivre les types d'incidents se produisant. Des mesures doivent être engagées pour réduire la probabilité qu'ils surviennent.

Les travaux touchant aux digues, souvent situées à proximité d'une masse d'eau libre, peuvent comporter d'autres risques relatifs à la santé et à la sécurité normalement sans lien (ou moins souvent en lien) avec l'équipement ou les travaux de construction. Des maladies véhiculées par l'eau doivent figurer parmi les dangers identifiés, de même que le risque de noyade dans les voies d'eau adjacentes ou autres dangers liés à l'eau.

Pour aller plus loin

CIRIA a publié un *Manuel de la sécurité sur site* (Bielby et Gilbertson, 2008), qui représente une référence pratique pour les personnes travaillant sur des sites de construction.

Au-delà des bonnes pratiques, il est également nécessaire de se conformer aux règles nationales en matière de santé et de sécurité au travail (la situation au Royaume-Uni est donnée à titre d'illustration à l'encadré 10.5).

Encadré 10.5

Réglementation relative à la santé et à la sécurité au Royaume-Uni

Il existe plus de cinquante réglementations relatives à la santé et à la sécurité pouvant s'appliquer au travail sur des chantiers du Royaume-Uni. Les réglementations affectant le plus la conception et la gestion du travail sont les réglementations de 2007 relatives à la construction (conception et management) (CDM2007) ainsi que les réglementations de 1999 relatives à la gestion de la santé et de la sécurité au travail (réglementations du management).

CDM2007 identifie les responsabilités du client et de l'ensemble des parties qui sont associées et conçoivent ou préparent le travail sur site. Il exige que l'ensemble des parties coopèrent entre elles ainsi qu'avec les parties concernées sur les sites voisins, de même qu'elles coordonnent leurs tâches pour s'assurer que les travaux sont bien menés, en termes de santé et de sécurité, en intégrant ces préoccupations à part entière dans leur processus de gestion.

Les réglementations de gestion couvrent de nombreuses questions liées à la santé et à la sécurité. Les plus pertinentes dans ce registre sont l'obligation imposée à un employeur de fournir à ceux qui travaillent avec lui un ensemble de mesures détaillées de prévention et de protection permettant de conduire le travail dans de bonnes conditions de sécurité (c'est-à-dire une méthode de travail sûre ou des recommandations pour travailler en sécurité). L'employeur doit également informer sur les risques en matière de santé et de sécurité identifiés par une évaluation des risques, en vue de préparer cette méthode travail en sécurité (c'est-à-dire une évaluation des risques adaptée et suffisante).

Tant les réglementations de 1999 que celles de 2007 exigent que le personnel rende compte aux responsables ou aux superviseurs de tout élément considéré comme pouvant présenter un risque pour la santé et la sécurité.

10.1.4.3 Management environnemental

Les exigences générales du système de management de l'environnement (SME) d'un site de construction suivent celles présentées dans l'introduction de la présente section. Toutefois, l'attention porte ici plus particulièrement sur la protection de l'environnement vis-à-vis des activités du chantier et sur une utilisation durable des ressources lors de la construction. On peut donc citer, parmi les exigences supplémentaires :

- l'identification des aspects environnementaux significatifs, y compris les dangers pour le projet ou les impacts en résultant ;
- les exigences légales (dont les permis, autorisations et assentiments ;
- l'évaluation du risque et la détermination des moyens de le maîtriser ;
- la préparation et réponse aux situations d'urgence (y compris la prévention de la pollution ;
- l'enquête sur les incidents.

Au sein de grandes sociétés de construction, un membre du conseil de direction est parfois chargé de diriger et de passer en revue les responsabilités et protocoles environnementaux propres à l'entreprise. Dans de plus petites sociétés, cette responsabilité peut incomber au directeur général. Il est utile de nommer quelqu'un pour apporter un conseil en matière de législation et de bonnes pratiques environnementales, ainsi qu'en matière de définition de la politique environnementale de la société.

Programmation de la gestion environnementale

Un **plan de management de l'environnement** (ou plan environnemental du site) permet d'organiser les procédures de management et de compte rendu d'un projet, de façon à ce qu'elles reflètent celles d'un SME. Le premier objectif est de faire porter l'attention sur les questions environnementales spécifiques au site. Les plans de management de l'environnement sont un moyen efficace de mettre en œuvre les principes des SME au niveau d'un site. Ceux-ci peuvent comprendre les exigences légales, celles

découlant de la politique environnementale de l'entreprise, ou encore celles, spécifiques ou générales, que le marché peut imposer aux prestataires (et/ou aux sous-traitants). Dans l'un ou l'autre cas, les responsables de projet ou de site doivent bien se familiariser, à travers le plan de management de l'environnement, avec les exigences environnementales du marché ou de leur société, et devront s'assurer de la bonne connaissance de ces problématiques parmi leur personnel et leurs effectifs.

Les bénéfices des plans de management de l'environnement sont :

- l'introduction d'une phase de programmation avant d'entreprendre le projet ;
- la sensibilisation et la formation ;
- l'enregistrement des performances environnementales au cours de la phase de construction, permettant la modification et l'amélioration des pratiques au travail ;
- la définition de politiques d'achat spécifiques au site ;
- la définition de politiques de transport, y compris la sélection et la maintenance des installations ou des véhicules du site ;
- la possibilité d'un contrôle attentif des heures de travail ;
- une contribution à minimiser l'utilisation de l'énergie ;
- une contribution à minimiser l'utilisation de l'eau ;
- une amélioration de la gestion, du stockage, de la réutilisation et du recyclage des déchets ;
- la création de stratégies pour prendre en compte des sujets ou des zones sensibles, tels que l'archéologie, l'écologie, les sites naturels protégés, y compris des zones classées (par exemple des sites d'intérêt scientifique particulier)
- une facilitation de la gestion des sous-traitants.

Le plan environnemental de site doit être accessible et révisé régulièrement. L'ensemble du personnel du site, des tierces parties et des visiteurs doivent être informés de son existence et de l'importance de préserver l'environnement local.

Le niveau de détail de ce plan dépend de la complexité et de la taille de l'aménagement, et doit définir les modes de communication entre l'ensemble du personnel et des tierces parties (c'est-à-dire les acteurs en charge du contrôle de la bonne exécution des travaux). Il fournit en outre le détail des contacts et les numéros d'urgence. Il est important de définir les responsabilités environnementales de l'ensemble du personnel au niveau de l'organisation du management de l'opération, y compris les personnes qui doivent être à l'initiative des opérations de contrôle. Une fois déterminés, les noms, rôles et responsabilités du personnel doivent être enregistrés, de même que les procédures environnementales en place pour traiter des questions potentielles.

La responsabilité environnementale doit être encouragée à tous les niveaux d'une organisation, puisqu'il suffit d'un seul acte de négligence ou d'une période de relâchement pour provoquer un dommage. Une formation adaptée du personnel et une définition claire des responsabilités contribuent à réduire la probabilité que des accidents se produisent. Protéger l'environnement doit être considéré comme une part normale des activités quotidiennes, plutôt que comme une corvée ou une charge. À ce titre, le personnel de direction doit se montrer volontariste.

Sur la plupart des projets, quelle que soit leur taille, le responsable de site (ou agent affecté au site) a la principale responsabilité de la gestion environnementale. Cela doit comprendre les tâches de définition, de suivi et de contrôle des activités ayant un impact ou ayant un impact potentiel sur l'environnement. Le responsable de site peut déléguer certaines ou l'ensemble de ses responsabilités à un représentant correctement qualifié et expérimenté, chargé d'agir en son nom. Les responsabilités comprendront également l'audit de la pratique environnementale, l'interface avec les autorités administratives, et l'information et le contrôle des sous-traitants. De nombreuses sociétés ont saisi l'opportunité d'employer leurs inspecteurs chargés de la sécurité pour agir également en tant qu'inspecteurs chargés de l'environnement. Les bénéfices sont la constitution d'un groupe d'experts et le partage de bonnes pratiques facilité entre les sites. L'ensemble du personnel du site doit être chargé de se conformer aux bonnes pratiques ci-dessous, et encouragé à communiquer des retours d'expérience et des suggestions aux responsables dans un but d'amélioration.

Il est très utile d'apporter au personnel du site une formation environnementale en plus d'une sensibilisation aux questions de santé et de sécurité. Le plus tôt le personnel prend conscience des risques identifiés sur le site, et des bonnes pratiques professionnelles à adopter, plus grandes sont les chances d'éviter une situation d'urgence ou un problème environnemental. Pour les besoins de la formation, des fiches de type « check-list » ou « mini-guide » peuvent être transmises au personnel du site pour l'aider dans son travail quotidien. Ces fiches peuvent être conservées dans le bureau central ou dans des bungalows de chantier, dans des véhicules, ou placée sur des panneaux d'affichage (si elles sont plastifiées) pour un usage plus simple. Dans un souci d'efficacité, un moment approprié doit être choisi pour informer le personnel des questions environnementales correspondant à leur site et à leur travail.

Pour aller plus loin

CIRIA, en collaboration avec l'Environment Agency, a produit un ensemble comprenant une vidéo, une brochure et une affiche pouvant être utilisées comme supports de formation sur site – *Building a cleaner future* (CIRIA, SP141). CIRIA a également publié *Environmental good practice on site – pocket book* (Charles et Wadams, 2012) constituant un rappel utile pour le personnel de chantier, de même que l'ouvrage *A simple guide to controlling risk* (CIRIA, 2002).

Les responsabilités de gestion présentées ici doivent également s'appliquer à l'ensemble des sous-traitants du projet, quelle que soit leur taille. Toutefois, la responsabilité générale de la gestion environnementale repose en principe sur le prestataire principal. Parmi les bonnes pratiques de management des sous-traitants, on peut citer :

- lors du choix des sous-traitants, il convient de leur demander de faire la démonstration de leurs résultats passés en matière de bonne pratique environnementale. Possèdent-ils un SME ? Est-il certifié par un organisme accrédité ? Vérifiez l'existence éventuelle de poursuites pour des questions environnementales, et prenez-les en compte ;
- s'assurer avant le début du travail que les sous-traitants ont connaissance des exigences de management environnemental et des obligations liées au site et au projet ;
- si le sous-traitant travaille fréquemment avec le prestataire principal, il est alors normal que le prestataire principal l'invite à participer aux séances de formation environnementale ;
- inclure les contrôles environnementaux issus des spécifications du projet dans le sous-contrat et encourager la présentation des méthodes, de manière à s'assurer de bonnes pratiques environnementales.

Les sujets de formation environnementale devant être considérés comprennent :

- les raisons d'adopter de bonnes pratiques ;
- les bonnes pratiques de traitement des produits potentiellement polluants (par exemple l'approvisionnement en carburant, la manipulation de peintures et de solvants) ;
- la gestion des déchets ;
- la gestion des matériaux et des composants sur site, de façon à réduire les déchets ;
- les procédures d'urgence et le détail des personnes à contacter ;
- le choix des méthodes de travail et les sources de conseil ;
- la législation applicable ;
- le choix des installations ;
- l'importance de la bonne organisation et de la propreté du site
- la responsabilité personnelle.

10.1.5 Acquisition des données et management des travaux

La présente section traite des données nécessaires avant, pendant et après les travaux (cf. section 10.1.5.1) et de la manière de gérer ces données (cf. section 10.1.5.2).

10.1.5.1 Données associées aux travaux

Les données liées aux les travaux peuvent être classées en deux catégories :

- les données d'entrée, provenant particulièrement de la conception et des études ;
- les données de sortie produites au cours des travaux (apportant au maître d'ouvrage une bonne connaissance des aménagements réalisés).

Données d'entrée

Avant le début des travaux, des études préliminaires sont essentielles, non seulement pour le processus de conception, mais également pour apporter une bonne compréhension des conditions du moment sur le site.

Les conditions au niveau du tracé de la digue peuvent avoir changé depuis l'achèvement de la conception et la constitution du dossier de plans et de spécifications. Des changements récents et imprévus peuvent engendrer des complications pour une entreprise. Les conditions du site doivent être examinées avant la construction. Celles différant des plans ou des spécifications d'origine doivent être clairement documentées et présentées au maître d'ouvrage de la digue. La section 5.4 apporte des informations utiles pour mener les investigations préalables aux travaux et pour rendre compte des conditions variables sur un linéaire de digue. Le chapitre 7 présente des méthodes pour l'acquisition d'information sur les conditions de terrain.

C'est une bonne pratique, pour une équipe expérimentée constituée de concepteurs et d'entrepreneurs, que de passer en revue les campagnes de reconnaissance de terrain déjà réalisées et les rapports correspondants. Cette façon de procéder aboutira au final à une meilleure maîtrise du planning et des coûts du projet, au lieu de simplement transférer l'ensemble des responsabilités à l'entreprise à une étape donnée. Les inspections de site doivent être conduites de façon à obtenir une information actualisée sur le chantier et ses environs. Les membres de l'équipe doivent passer en revue et examiner le site du projet et les zones proches, avec l'objectif de découvrir toute nouvelle condition susceptible de poser des problèmes aux entreprises.

Les cartes topographiques, les cartes de sol et les cartes géologiques, les photographies annotées montrant l'état du site, ainsi que les photographies aériennes, sont des moyens essentiels, mais qui doivent être conjugués avec des inspections garantissant une connaissance actualisée de la situation. Une information précise doit également être obtenue sur les ouvrages existants dans la zone. Cela comprend les données de conception, de construction et de fonctionnement des réseaux publics, des infrastructures routières et ferroviaires et des ouvrages hydrauliques. Un système d'information géographique (SIG) peut être largement utilisé sur nombre de types de projets ; il permet de compiler des bases de données de grande taille présentant de nombreuses couches, d'analyser interactivement et de manipuler ces bases de données, en vue de générer des cartes thématiques et des statistiques constituant une aide à la décision en ingénierie et à la coordination des tâches sur le chantier. Par exemple, des cartes présentant des coupes géologiques en élévation produites par un SIG peuvent contribuer à la programmation des travaux.

Un projet réussi de digue s'appuie particulièrement sur des études suffisantes et précises, de façon à prévenir les problèmes lors des travaux proprement dits. Avant et pendant les travaux, des études complémentaires doivent être effectuées par l'entreprise, de manière à définir clairement les contraintes spécifiques. Des points particuliers, relatifs au recueil de l'information nécessaire à la définition des travaux ou à la mise à jour des données d'inspection, peuvent inclure de :

- s'assurer de la précision des points de repère ;
- vérifier la précision des plans de récolement produits antérieurement ;
- identifier l'emplacement de réseaux publics critiques, des routes, des voies ferrées, des ouvrages hydrauliques, des structures de drainage existantes, etc. ;

- connaître les conditions locales de fondation ;
- vérifier le tracé des routes d'accès dédiées

La figure 10.5 présente un exemple typique de vue en plan et de coupe pour un système d'endiguement

Production des données

Certains travaux effectués sur les digues nécessitent une inspection pour leur validation, ainsi qu'une inspection pour la réception des travaux au nom du maître d'ouvrage ou de l'organisation responsable. Les méthodes associées à ces inspections peuvent comprendre :

- le système de coordonnées horizontales ;
- le plan de référence altimétrique ;
- l'exactitude des levés topographiques pour :
 - les essais ;
 - l'implantation ;
 - le calcul des quantités ;
 - le dossier des ouvrages achevés.

Les digues sont des ouvrages d'ingénierie en terre, soumis aux conditions variables du sous-sol et des caractéristiques des matériaux de construction. C'est pourquoi les renseignements sur les conditions de terrassement et les ajustements qui s'ensuivent au niveau de la conception sont d'une très grande importance. L'encadré 10.6 dresse une liste synthétique des documents de la phase de travaux qui sont importants pour des projets de digue.

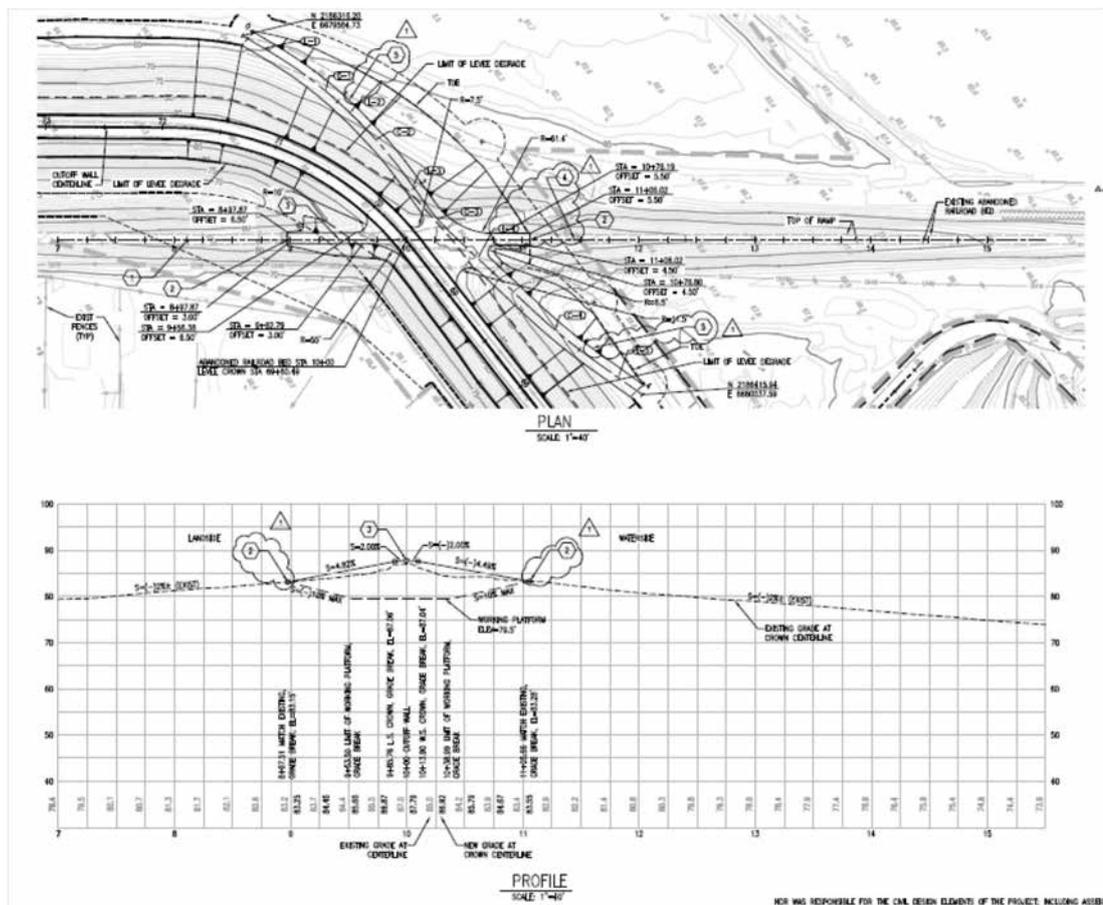


Figure 10.5 Exemples de vue en plan et en coupe concernant la digue de Marysville, en Californie, aux États-Unis (source : USACE, Wielputz)

Encadré 10.6

Documents importants lors de la construction des digues

- critères de conception nécessitant une confirmation lors de la phase de travaux ;
- analyse de sol et des matériaux de remblai, ainsi que les rapports d'essais ;
- calculs de dimensionnement révisés pour tenir compte des conditions réelles rencontrées ;
- rapports de suivi des pressions interstitielles ;
- rapports de suivi du tassement et réactualisation des prévisions de tassement ;
- instruction de maintenance des matériaux de couverture ;
- instructions relatives au fonctionnement des installations hors ouvrages en terre.

L'essentiel des données produites au cours de la construction doivent être transmises au maître d'ouvrage ou au responsable à la fin de la construction.

Exemple de données de travaux utilisées pour la maintenance

Au cours des travaux, le maître d'ouvrage, le concepteur et l'entreprise sont en premier lieu tenus de s'assurer que la gestion des données répond au niveau d'exigence élevé associé aux digues. La maintenance de long terme des digues s'appuie sur des données précises et accessibles issues des phases de conception et de réalisation (conditions physiques observées sur le terrain). Une bonne conservation et une bonne gestion des données au cours de la phase de construction sont d'une extrême importance pour la gestion, la maintenance et les projets d'amélioration à venir. L'encadré 10.7 présente un exemple de réduction du coût de diagnostic d'une digue permis par la constitution et l'archivage consciencieux du dossier des ouvrages exécutés par le concepteur et par

Encadré 10.7

Responsabilités relatives à la constitution du dossier des ouvrages exécutés et de son archivage dans le cadre de travaux sur une digue

Les levés de terrain détaillés réalisés par le maître d'œuvre à l'achèvement des travaux de construction de la digue de Lock Haven, Pennsylvanie, aux États-Unis, figuraient dans le dossier des ouvrages exécutés. Quinze ans plus tard, l'intégrité de la digue a été confirmée et certifiée par une comparaison entre les données issues d'un nouveau levé et celles issues du dossier des ouvrages exécutés conservés par le maître d'ouvrage. Cette méthode de diagnostic, rendue possible grâce à la gestion consciencieuse des données tout au long du cycle de vie, est moins onéreuse et moins invasive que des essais géotechniques.

Figure 10.6 **digue de Lock Haven, en Pennsylvanie, États-Unis**
(source : Buchart Horn, Inc.)

10.1.5.2 Gestion des données au cours de la construction

Les principes de gestion des données font partie intégrante du cycle de vie des projets de digues, tel que cela est présenté au chapitre 5. La gestion des données en phase de travaux joue un rôle important pour s'assurer que la conception des digues soit bien adaptée aux conditions réelles du site, et que l'information concernant les ouvrages achevés soit bien enregistrée en vue de la maintenance, de la conception et des travaux à venir. La présente section décrit les bonnes pratiques permettant de garantir une documentation et une constitution d'archives fiables lors de la construction, la modification ou la réhabilitation de digues.

La bonne exécution des travaux sur les digues repose sur la vérification des caractéristiques du site et sur la constitution du dossier des ouvrages exécutés. Les documents contractuels et les plans des travaux définissent qui est chargé de rendre compte des conditions et quel type d'enregistrement est nécessaire. Un programme typique de renseignement sur des travaux de digue comprend les données et documents énumérés au tableau 10.10, qui renvoie aux sections du présent guide, où l'information relative à chaque type de données est décrite plus en détail.

Tableau 10.10 Données produites et utilisées au cours des travaux

Type de données	Description des données, et leur utilisation lors d'une construction	Liens
Terrains et servitudes	Description : <ul style="list-style-type: none"> actes et contrats de servitudes, et conditions particulières. Utilisation : <ul style="list-style-type: none"> nécessaire pour la plupart des opérations de grands travaux sur les digues ; affecte les conditions générales d'exécution des travaux sur les digues, y compris le périmètre de chantier et les demandes de location de terrains supplémentaires par l'entreprise. 	Chapitre 9
Analyse de site destinée à définition du projet et rapports de caractérisation du site	Description : <ul style="list-style-type: none"> caractérisation du site au cours de la phase de conception. Utilisation : <ul style="list-style-type: none"> au cours de la construction des digues, les données sont utilisées pour confirmer la conformité des conditions de site observées, et des essais réalisés pendant les travaux avec les valeurs de référence retenues pour la conception. 	Chapitre 9 Chapitre 10 (sections 10.1 et 10.3)
Rapports de conception	Description : <ul style="list-style-type: none"> rapport d'étude préliminaire et recommandations pour les travaux sur la digue instructions du maître d'œuvre concernant les changements de conception en réponse aux modifications de conditions de site et aux travaux réalisés. Utilisation : <ul style="list-style-type: none"> à prendre en considération pour adapter les conditions générales et la méthode d'exécution des travaux sur la digue, ainsi que le plan de management de la qualité. 	Chapitre 7 Chapitre 9
Autorisations	Description : <ul style="list-style-type: none"> autorisations locales et nationales en matière d'environnement, d'occupation du sol et de permis de construire Utilisation : <ul style="list-style-type: none"> à prendre en considération pour adapter les conditions générales et la méthode d'exécution des travaux sur la digue, ainsi que le plan de management de la qualité. 	Chapitre 9
Programmation du projet (calendrier)	Description : <ul style="list-style-type: none"> programmation du projet (calendrier). Utilisation : <ul style="list-style-type: none"> à prendre en considération pour adapter les conditions générales et la méthode d'exécution des travaux sur la digue 	Section 10.1
Plans d'urgence, ainsi que de santé et de sécurité	Description : <ul style="list-style-type: none"> plans de prévention des accidents et de réponse d'urgence, y compris les dangers liés aux travaux ou à l'inondation du site. Utilisation : <ul style="list-style-type: none"> à prendre en considération pour adapter les conditions générales et la méthode d'exécution des travaux sur la digue, ainsi que le plan de management de la qualité. 	Section 10.1
Plan de gestion de la qualité	Description : <ul style="list-style-type: none"> programme écrit de contrôle et d'assurance qualité intégrant la charge de travail, l'organisation, la dotation en personnel, l'attribution des responsabilités, les méthodes d'exécution, les essais et la documentation. Utilisation : <ul style="list-style-type: none"> à prendre en considération pour adapter les conditions générales et la méthode d'exécution des travaux sur la digue, ainsi que le plan de management de la qualité. 	Chapitre 6 Chapitre 10 (section 10.1)

Type de données	Description des données, et leur utilisation lors d'une construction	Liens
Plans d'exécution et autres documents soumis à approbation	<p>Description :</p> <ul style="list-style-type: none"> documentation des matériaux du constructeur, des fournitures, de l'équipement et des essais. <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> au cours de la phase de construction, ces données confirment la conformité avec le projet et autres documents en appui de la définition des travaux à la suite des travaux sur la digue, ces données fournissent des traces écrites pour l'exploitation, la maintenance, les diagnostics, ou les projets de réparation et d'adaptation. 	Section 10.1
Analyse des matériaux et rapports d'essais de la phase de construction	<p>Description :</p> <ul style="list-style-type: none"> caractérisation du site au cours de la construction <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> au cours de la phase de construction, ces données confirment la conformité avec le projet et autres documents en appui de la définition des travaux – en cas d'écarts, cela induit des revues et des révisions de conception en phase de construction à la suite des travaux sur la digue, ces données fournissent des traces écrites pour l'exploitation, la maintenance, les diagnostics, ou les projets de réparation et d'adaptation. 	Sections 10.2, 10.3 et 10.4
Rapports d'inspection des travaux	<p>Description :</p> <ul style="list-style-type: none"> documentation des conditions de réalisation des travaux <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> au cours des travaux sur la digue, ces informations écrites sont utilisées dans les tâches administratives telles que le paiement des acomptes, et pour le contrôle de la qualité à la suite des travaux sur la digue, ces données fournissent des traces écrites pour l'exploitation, la maintenance, les diagnostics, ou les projets de réparation et d'adaptation. 	Chapitre 7 Chapitre 10 (sections 10.4 et 10.5)
Plans de récolement	<p>Description :</p> <ul style="list-style-type: none"> documentation des caractéristiques des travaux exécutés sur la digue, y compris des modifications de conception, de conditions de site ou de réalisation des ouvrages. <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> à la suite des travaux sur la digue, ces données fournissent des traces écrites pour l'exploitation, la maintenance, les diagnostics, ou les projets de réparation et d'adaptation. 	Section 10.1
Instructions d'exploitation et de maintenance	<p>Description :</p> <ul style="list-style-type: none"> précisent les méthodes et fréquences des interventions de gestion, des inspections, de la maintenance et du diagnostic de la digue classiquement élaborées au cours de la phase de construction. <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> fournissent des archives écrites pour l'exploitation, la maintenance, les diagnostics 	Section 10.1
Documents de gestion contractuelle	<p>Description :</p> <ul style="list-style-type: none"> documentation des conditions générales contractuelles des travaux présentent (sommairement) les méthodes d'exécution des travaux, les matériaux, les fournitures et les équipements. <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> au cours des travaux sur la digue, ces informations écrites sont utilisées dans les tâches administratives telles que le paiement des acomptes, et pour le contrôle de la qualité à la suite des travaux sur la digue, ces données fournissent des traces écrites pour l'exploitation, la maintenance, les diagnostics, ou les projets de réparation et d'adaptation. 	Chapitres 4 et 9
Fiche de retour d'expérience	<p>Description :</p> <ul style="list-style-type: none"> documentation des activités de travaux de la digue, en portant une attention particulière sur le retour d'expérience afin d'améliorer les futures conceptions de digues. <p>Utilisation :</p> <ul style="list-style-type: none"> fournissent des archives écrites pour de futures conceptions de digue ou des projets de construction. 	Section 10.1

10.2 PRISE EN COMPTE DES CONDITIONS HYDROLOGIQUES ET MÉTÉOROLOGIQUES

La construction d'une digue est affectée par les conditions hydrologiques et météorologiques liées aux environnements côtiers et fluviaux (variations du niveau de l'eau, vagues, courants, vents, glace, etc.) de deux façons, car celles-ci :

- limitent le travail en affectant les opérations (cf. section 10.2.1) ;
- génèrent un risque d'inondation, à la fois pour le site de construction et pour la zone protégée par la digue (cf. section 10.2.2).

Dans la section 10.2.2, deux considérations principales sont traitées :

- les conditions hydrologiques ou météorologiques peuvent conduire à une inondation du chantier et endommager l'ouvrage partiellement réalisé, les installations de chantier et l'équipement ;
- le site en chantier et les activités qui s'y déroulent peuvent temporairement augmenter le risque d'inondation dans la zone protégée par la digue en augmentant les charges hydrauliques (niveau de l'eau) ou en réduisant la résistance des digues (en endommageant le revêtement ou en creusant la digue, par exemple pour un dispositif de drainage ou une canalisation enterrée).

Note

Les restrictions environnementales peuvent impliquer que des périodes de travail, avec des conditions hydrologiques et météorologiques plus favorables, ne pourront être adoptées (cf. section 10.3.1.1).

10.2.1 Travail dans des environnements côtiers et fluviaux

Il est important de tenir compte des conditions hydrologiques et météorologiques étant donné :

- la variabilité et la sévérité des conditions pouvant potentiellement survenir ;
- les risques de pertes et de dommages ;
- les retards, coûts et impacts associés, si les dispositions ne sont pas prévues pour faire face à une dégradation de la situation.

10.2.1.1 Risques de construction associés aux environnements côtiers et fluviaux

Les environnements côtiers et fluviaux présentent des conditions hydro-météorologiques qui sont des facteurs déterminants devant être pris en compte au cours de la construction.

Un vent froid et une pluie battante peuvent affecter significativement le personnel de chantier, et restreindre l'ensemble des opérations terrestres. Une pluie violente peut également affecter les conditions de travail, accentuant l'inondation d'un chantier et endommageant le béton ou d'autres matériaux.

Les vents le long de la côte peuvent être particulièrement forts. Les vents sont environ dix pour cent plus forts au-dessus de l'eau qu'au-dessus de la terre, et l'absence d'obstacles lorsque le vent vient du large accentue encore cet effet. Le vent peut également avoir un effet important sur une embarcation flottante. Les variations fortes de vitesses de vent et de pressions locales peuvent provoquer des mouvements significatifs et affecter les opérations. Le régime local des vents détermine également l'état de mer, à l'exception de la houle provenant de tempêtes plus distantes.

Les variations de niveaux d'eau (dus aux variations de débits, aux marées et à d'autres facteurs tels que les surcotes de tempête, le vent et le *set-up* dû aux vagues, ainsi que les seiches) déterminent les travaux qui peuvent être effectués au sec et la période au cours de laquelle l'accès est possible. Ces variations peuvent :

- empêcher des livraisons par la mer d'atteindre le site ;
- grandement restreindre l'accès au site par la terre ;
- inonder les travaux lorsque des excavations ou des coffrages sont utilisés ;
- affecter les caractéristiques des vagues et des courants sur les chantiers soumis à l'influence de la mer.

Les niveaux d'eau et d'autres facteurs hydrauliques peuvent être liés entre eux, notamment lorsqu'il s'agit de la propagation des vagues à la côte. En termes simples : **plus grandes marées = plus grandes vagues**. Cela signifie que si une grande marée est conjuguée aux effets d'une tempête (surcote dépressionnaire et surélévations dues aux vagues et au vent) le chantier sera dans une situation de plus grande vulnérabilité. Le chapitre 7 apporte des informations supplémentaires sur ce sujet.

Il est essentiel d'obtenir des prévisions bien en avance et de programmer les travaux en conséquence. Sur les sites côtiers, les opérations de construction doivent suivre la marée, et en bordure d'un cours d'eau doivent pouvoir s'accommoder des niveaux de crue.

Les vagues peuvent :

- affecter l'approvisionnement du chantier (par exemple en empêchant les embarcations de quitter le port, les obligeant à se mettre à l'abri, les retardant dans les trajets ou les empêchant de décharger) ;
- endommager les installations (en raison par exemple d'un échouage, d'un retournement ou de chocs contre les ouvrages) ;
- endommager des ouvrages provisoires ou non achevés lorsqu'une protection permanente n'est pas encore en place ;
- abaisser le niveau de la plage, ce qui peut affecter les ouvrages, les approvisionnements et mettre à jour des matériaux contaminés ;
- engendrer une mauvaise mise en place des matériaux, ce qui peut affecter l'environnement.

Les courants peuvent :

- affecter la capacité d'un bâtiment à se maintenir dans une position au large ou sur un cours d'eau ;
- affecter la capacité d'un bâtiment à s'approcher du chantier en toute sécurité, particulièrement dans des eaux moins profondes ;
- affecter la capacité à mettre en place des matériaux dans les limites de tolérance ;
- éroder les ouvrages partiellement achevés ;
- appliquer des contraintes sur les ouvrages temporaires ;
- affecter les conditions de vagues incidentes ;
- augmenter la turbidité de l'eau, résultant en des dommages pour la flore et la faune.

10.2.1.2 Programmer la construction d'une digue en fonction des conditions hydrologiques et météorologiques

La construction d'une digue est particulièrement sensible aux extrêmes de température, de précipitation, d'humidité relative et de courant (courant lié à l'hydrologie des cours d'eau ou aux marées). Ces conditions peuvent impacter de façon significative la planification et la progression réelle des opérations de construction. Des conditions météorologiques défavorables peuvent amener une suspension temporaire des activités de construction, pouvant affecter de façon significative le programme du projet. Les aménagements provisoires, tels que les pistes pour le déplacement de matériaux, les sites de déchargement ou de stockage d'équipements ou de matériaux de construction peuvent être vulnérables s'ils ne sont pas convenablement conçus.

Avant d'installer le chantier, l'entrepreneur doit présenter un plan traitant des principales problématiques en lien avec les conditions météorologiques et hydrologiques. Ce plan doit prendre en compte :

- la durée (temps d'arrêt) pendant laquelle une installation à terre ou en mer sera indisponible à cause :
 - des courants ou des vagues trop fortes qui rendent impossible le fonctionnement des installations. Par exemple de nombreux équipements ne fonctionnent pas lorsque la hauteur de vague dépasse environ un mètre ;
 - des restrictions d'accès à l'endroit où se déroulent les activités de construction, en raison des niveaux élevés de l'eau (installations basées à terre) ou d'une profondeur d'eau inadaptée (installations en mer), y compris l'effet des vagues.

- quand une protection temporaire est nécessaire pour l'ouvrage partiellement achevé, cela peut comprendre :
 - un phasage du travail, de telle sorte qu'un achèvement des parties les plus robustes de l'ouvrage final protège les parties les plus vulnérables ;
 - une protection physique ou un renforcement des parties vulnérables lorsque des tempêtes sont annoncées.
- il peut être approprié de totalement stopper les activités de construction au cours de la saison durant laquelle surviennent les conditions météorologiques les plus difficiles ou des crues.

Si la durée de la construction est très inférieure à la durée de vie totale de la digue, le niveau de protection peut classiquement n'être conçu que pour résister à un événement de période de retour de dix ans. Toutefois, l'obligation de protéger la population d'un risque d'inondation signifie que des mesures de protection temporaire peuvent être nécessaires pour des événements beaucoup plus graves, par exemple des événements d'inondation d'une période de retour de cent ans (et dans certain cas jusqu'à mille ans). La prise en considération du risque d'inondation lors de la construction est examinée à la section 10.2.2, ainsi qu'aux chapitres 2, 5 et 9, qui fournissent des conseils supplémentaires sur ce sujet.

Pour la programmation de tels projets, il peut être nécessaire de disposer des données de vent, de vagues, de hauteur d'eau et de courant de deux types :

- conditions normales ou « climat » (c'est-à-dire la présentation statistique des données montrant, sur la base de l'historique des observations, la plage des conditions prévisibles sur le site concerné – Ce type d'information est utilisé pour les besoins de la programmation pour s'assurer de la manière dont les travaux pourraient affecter, ou pourraient être affectés par, l'environnement). Idéalement, une telle information aura été préparée pour le compte du maître d'ouvrage, et comprendra les informations suivantes :
 - la proportion du temps où différents seuils de vagues sont dépassés (« tempêtes »), ainsi que la variabilité de la durée de ces dépassements ;
 - la proportion du temps où les différents seuils de vagues ne sont pas dépassés (« temps calmes »), ainsi que la variabilité de la durée de ces non-dépassements.
- conditions extrêmes (c'est-à-dire les conditions maximales au niveau statistique).

Le tableau 10.11 présente certains exemples détaillés d'effets hydrologiques et météorologiques sur la construction d'une digue et la façon de les gérer.

Tableau 10.11 Exemples de considérations hydrologiques et météorologiques en lien avec les ouvrages en terre

Problématiques hydrologiques et météorologiques	Bonnes pratiques
<ul style="list-style-type: none"> • le travail sur les digues ne doit pas être conduit au cours de saisons de fortes pluies ou de conditions d'extrême sécheresse • la teneur en humidité du remblai est essentielle pour une bonne construction de la digue. 	<ul style="list-style-type: none"> • prendre contact avec les autorités appropriées pour obtenir l'accès « en temps réel » aux données locales de marée, de météorologie, et de débits de crue. Les données historiques relatives aux conditions météorologiques et aux niveaux d'eau doivent également être obtenues pour s'assurer que la construction d'une piste de transport et l'installation de dispositifs de drainage sont bien effectuées à une altitude sûre ; • éviter de commencer les travaux dans des conditions difficiles. Il faut veiller tout particulièrement à programmer la construction pendant les mois disposant historiquement des meilleures conditions météorologiques, par exemple dans une période allant d'avril à octobre aux Pays-Bas et en Angleterre, lorsque les précipitations et l'humidité relative sont les plus favorables.

Problématiques hydrologiques et météorologiques	Bonnes pratiques
<ul style="list-style-type: none"> les digues de cours d'eau ou les murs de protection contre les inondations ne doivent pas être construits ou réparés pendant les saisons de crue ou de hautes eaux sans que soient prises les précautions appropriées les digues ou les murs de protection contre les ouragans ne doivent pas être construits pendant une saison de tempêtes ou d'ouragans. 	<ul style="list-style-type: none"> prendre contact avec les autorités appropriées pour obtenir l'historique des données locales de marée, de météorologie et de débits de crue (cf. exemple 1 à l'encadré 10.8). Certains organismes peuvent fournir des analyses de probabilité des fréquences attendues et de la durée des événements de marée ; une programmation est nécessaire pour éviter de prévoir des projets dans des conditions météorologiques extrêmes telles que sécheresses ou moussons ; un séquençage détaillé est nécessaire en matière de construction contre les inondations saisonnières, de façon à s'assurer que les digues ou les murs de protection contre les inondations sont opérationnels au cours des périodes de pics ; une protection temporaire contre les inondations peut être construite si aucune autre option n'est disponible. Il s'agit toutefois d'une alternative coûteuse, présentant une efficacité variable ; organiser des alertes précoces, dont des plans de réponses appropriés, pour prendre en compte en particulier les tempêtes extrêmes (Ceci doit être fait en dehors de cette « période de fermeture ») ; l'entreprise et les responsables doivent clairement identifier au niveau du contrat les retards prévisibles en raison des conditions météorologiques avant de commencer les travaux. La moyenne des jours de pluie peut souvent être obtenue des sources nationales appropriées (cf. exemple 2 à l'encadré 10.8).
<ul style="list-style-type: none"> le travail sur les digues ne doit pas être conduit dans des conditions de froids extrêmes. 	<ul style="list-style-type: none"> la programmation doit permettre d'éviter de mener les travaux dans des conditions de froids extrêmes, particulièrement s'il existe un risque d'accumulation de glace, conduisant à une augmentation du niveau des cours d'eau (cf. figure 10.7) ; un mur de protection en béton ne doit pas être construit lors d'épisodes de froids extrêmes. Si aucune autre option n'est disponible, certaines techniques de construction, par exemple des dispositifs chauffants, diverses conceptions de mélanges de bétons ou des coffrages isolés, peuvent être employées.



Figure 10.7 Accumulation de glace provoquant une élévation du niveau de l'eau
(source : USACE)

10.2.2 Limitation des risques d'inondation au cours de la construction

Les projets de construction de digue n'atteignent l'objectif final de réduction du risque d'inondation que lorsque l'ensemble du dispositif est déployé. Les risques d'événements catastrophiques et de pertes financières sont donc élevés pendant le processus de construction. Les ingénieurs hydrauliciens doivent passer en revue l'ensemble des phases de construction proposées et conduire l'ensemble des modélisations hydrauliques supplémentaires nécessaires. Les projets de réparation de digue peuvent nécessiter des mesures particulières, telles qu'une exécution rapide ou des protections temporaires. Le tableau 10.12 présente les problématiques les plus fréquemment rencontrées et les bonnes pratiques associées pour minimiser le risque d'inondation à la fois pour les digues et pour la zone protégée.

Encadré 10.8

Exemples de considérations hydrologiques et météorologiques

Exemple 1 : un très grand bassin versant de Floride, aux États-Unis, possède de nombreux lacs contrôlés par des déversoirs et des canaux. Un épisode de forte pluie (souvent associé à un ouragan) peut provoquer une élévation du niveau des lacs, avec des pics intervenant dans les jours ou les semaines qui suivent l'épisode de fortes pluies. Les gestionnaires orientent les eaux comme il convient pour éviter que les niveaux du lac n'atteignent des hauteurs provoquant des dommages par inondation. Ces lâchers d'eau provoquent des hauteurs ainsi que des vitesses importantes sur de très nombreux kilomètres dans les cours d'eau en aval des lacs.

Exemple 2 : l'USACE propose un tableau de jours de conditions météorologiques défavorables, qui montre le nombre moyen de jours de mauvais temps pour chaque mois donné. Ces données, compilées à partir de l'historique des précipitations, sont utiles pour déterminer un programme de construction réaliste.

Tableau 10.12 Bonnes pratiques de gestion du risque d'inondation au cours de la construction

Problématique de gestion du risque d'inondation	Bonne pratique
<p>Le niveau de risque d'inondation dans la zone endiguée peut, de façon inattendue, être accru par des travaux réalisés sur des digues positionnées dans la plaine inondable ou au niveau des affluents du cours d'eau, tel que :</p> <ul style="list-style-type: none"> des zones temporaires de travaux ; des voies de desserte pour des terrassements en déblais ou en remblais ; de digues construites partiellement ou des ouvrages associés ; des réparations d'ouvrages ou de réseaux publics ; des réductions de sections d'écoulements dans des chenaux existants. Cela peut résulter en une augmentation des niveaux de crue et des vitesses d'écoulement. 	<p>Au cours de la construction de la digue, le maître d'œuvre et l'entreprise doivent identifier (et dans la mesure du possible éviter) les tâches qui augmentent les risques pour la vie des personnes ou pour les biens résultants de l'inondation des zones endiguées, en :</p> <ul style="list-style-type: none"> au cours de la construction de la digue, le maître d'œuvre et l'entreprise doivent identifier (et dans la mesure du possible éviter) les tâches qui augmentent les risques pour la vie des personnes ou pour les biens résultant de l'inondation des zones endiguées, en : faisant évaluer par des ingénieurs hydrauliciens le niveau de crue et les données de vagues pour la zone, ainsi qu'en produisant des prévisions de long terme (cf. sections 7.2 à 7.5) ; anticipant les lâchers d'eau à partir des installations hydrauliques situées en amont ; construisant des ouvrages temporaires tels qu'un chenal ou des chenaux de détournement, de manière à s'assurer que les niveaux d'eau pendant la construction ne dépassent pas les hauteurs projetées ; programmant prudemment et en mettant en œuvre par étapes, de façon à minimiser l'impact sur le régime hydraulique, y compris un séquençage approprié de construction pour les remblais, les conduites enterrées et autres structures. Dans des environnements de cours d'eau, il est nécessaire de travailler de l'amont vers l'aval, en conformité avec le principe de supériorité des structures, dont l'application conduit à prévoir des remblais assurant une protection suffisante en amont (cf. section 9.5) ; assurant l'avancement simultané de la protection des deux côtés du cours d'eau (à noter que dans certaines circonstances, cela peut avoir un effet négatif – cf. par exemple encadré 10.9) ; adoptant des mesures temporaires, telles qu'illustrées aux figures 10.8 et 10.9, pour maintenir de bons niveaux de protection au cours de la construction. Dans un contexte côtier, des défenses temporaires peuvent être la seule option possible ; minimisant la remontée temporaire de la hauteur de l'eau en raison des travaux de construction et en évitant des situations ingérables, telles que l'érosion des berges ; établissant des plans d'urgence, pour garantir la sécurité du public en cas d'événement imprévu (cf. encadré 10.10).
<p>Au cours de la construction, les éléments suivants peuvent être affaiblis ou endommagés par des hauts niveaux d'eau, des courants ou des vagues associés à des événements maritimes ou fluviaux :</p> <ul style="list-style-type: none"> digues existantes en réparation ou en cours de réhabilitation ; nouveaux segments de digue partiellement construits ; nouvelles structures de contrôle associées 	<p>Avant la construction, le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre doivent programmer l'intervention pour minimiser le risque sur les ouvrages. Cela peut inclure :</p> <ul style="list-style-type: none"> le choix d'une séquence de construction adaptée ; la mise en place de protections temporaires contre une inondation ou de dispositifs de drainage (cf. figure 10.11) ; un plan d'urgence pour lutter contre une inondation en phase de construction, prévoyant par exemple un stockage temporaire de matériaux de remblais ou toute autre mesure de lutte contre les inondations.

Problématique de gestion du risque d'inondation	Bonne pratique
<p>Vulnérabilité des installations, de l'équipement, des matériaux, du personnel et des ouvrages partiellement achevés aux événements d'inondation :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● réserve de matériaux : les eaux peuvent endommager ou emporter les matériaux ; ● équipements en stationnement : les eaux de crue peuvent endommager les équipements de façon irréversible ; ● stockage des débris : le constructeur peut être juridiquement responsable de la collecte et de l'élimination des débris de construction dispersés par l'événement d'inondation. 	<p>Les mesures générales d'atténuation consistent à :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● obtenir des prévisions météorologiques ; ● développer des plans d'urgence ; ● mettre en place des mesures de protection temporaires ; ● installer un accès sûr et des sorties de secours ; ● ne stocker dans la plaine inondable que les seuls matériaux imperméables à l'eau, tels que les enrochements ; ● stocker les matériaux de remblais des digues et autres matériaux sensibles à l'eau hors des zones critiques de la plaine inondable, telles que les principaux axes d'écoulement ou les chenaux d'écoulement secondaires situés plus haut ; ● implanter les zones de stationnement d'équipements de construction à des hauteurs supérieures à celle des inondations, avec un accès permanent pendant les périodes de crues ; ● choisir des terrains plus élevés pour le dépôt ou l'entreposage des débris, particulièrement ceux provenant des opérations d'élagage et d'enlèvement des souches.

Encadré 10.9

Exemple de maîtrise des inondations au cours de la construction

Dans le projet de protection contre les inondations de Rio de la Plata, à Porto Rico, la phase 1 du contrat prévoyait la construction de segments de digue aux parties est et ouest de Rio de la Plata, et celle d'un chenal destiné à augmenter la capacité d'écoulement entre les digues. Les segments de digue et le chenal devaient être construits simultanément des deux côtés.

Les chenaux d'écoulement du Rio de la Plata possèdent des caractéristiques complexes dans un contexte de crue. Les eaux se déversent au-dessus de la rive est, en amont d'une petite ville rurale, et retournent au chenal en crue en aval de la ville. La modélisation hydraulique du scénario de construction envisagé pour la phase 1 montrait que la construction du segment est de la digue bloquerait le point de retour historique des eaux de débordement, et qu'il en résulterait une augmentation de la profondeur et de la durée de l'inondation. En accord avec ces résultats, le maître d'ouvrage a décidé de modifier le contrat de phase 1 pour éliminer le risque d'inondation de la rive est.



Figure 10.8 Exemple de protection temporaire contre les inondations en cours de construction

(source : USACE)



Figure 10.9 **Protection temporaire contre les inondations mise en œuvre pour protéger une communauté adjacente au cours de la reconstruction des protections existantes**
(source : USACE)

Encadré 10.10

Assurer la sécurité du public au cours de la construction d'une digue



Une inondation au cours d'une intervention sur une digue affecte directement le maître d'ouvrage et le public sur les domaines de la sécurité publique, de la programmation et du financement du projet. Au cours de la construction d'un réservoir de stockage des crues au Royaume-Uni, une crue a inondé le site (cf. figure 10.10). Le maître d'œuvre et le constructeur de la digue ont coordonné leurs efforts pour préserver la sécurité publique au cours de la construction.

Figure 10.10 **Site de construction inondé**
(source : BAM Nuttall Ltd.)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



Figure 10.11 **Tranchée de drainage temporaire creusée pour assurer un bon drainage au cours de la construction**
(source : USACE)

10.3 INSTALLATION ET GESTION DE CHANTIER

La section 10.3 apporte l'information nécessaire à l'installation et à la gestion de chantier. Ces éléments influencent la définition du programme de travaux et sa mise en œuvre.

Une approche sûre et respectueuse de l'environnement en matière de gestion de chantier est présentée, comprenant :

- la prise en compte des contraintes spécifiques du site (cf. section 10.3.1) ;
- la définition des voies d'accès, la gestion de la circulation sur le site et les méthodes alternatives d'approvisionnement (cf. section 10.3.2) ;
- la gestion des vestiges archéologiques et des réseaux publics (se référer à la section 10.3.3).

10.3.1 Gestion des contraintes de l'environnement naturel et humain

Cette section présente les contraintes associées à l'environnement naturel (cf. section 10.3.1.1) et aux habitants (cf. section 10.3.1.2) ainsi que les bonnes pratiques destinées à résoudre les questions relatives aux points suivants :

- bruit, vibrations et éclairage (souvent liés à la limitation des heures de travail, tel que présenté à la section 10.3.1.3) ;
- qualité de l'air et de l'eau (les pratiques doivent être adaptées pour éviter la pollution, comme présenté à la section 10.3.1.4).

10.3.1.1 Contraintes de l'environnement naturel

Il existe de nombreux types de contraintes pouvant présenter un impact significatif sur un projet de construction, et particulièrement :

- la désignation des zones sensibles et les mesures de protection correspondantes ;
- les espèces protégées et menacées.

Les mesures de protection des zones sensibles peuvent impliquer des restrictions en matière de bruit, de durée, de jours et d'heures de travail, d'accessibilité des terrains, de vibrations, de poussière, ou de changement temporaire de niveau de la nappe phréatique. L'encadré 10.11 liste les types de désignation de zones sensibles et les mesures de protection. L'entreprise doit identifier les mesures à employer et obtenir leur autorisation auprès du maître d'œuvre ou des autorités compétentes. Un exemple de mesure est le déploiement d'une clôture adaptée constituée par un filet (cf. figure 10.12). L'encadré 10.12 traite des questions de permis et d'autorisations dans un environnement côtier présentant des dunes.

Encadré 10.11
Mesures de protection concernant les zones sensibles

La désignation internationale des zones sensibles à protéger ou la définition de protocoles particuliers varient, mais peuvent classiquement comprendre les points suivants :

- sites européens ;
- parcs nationaux ;
- sites Ramsar ;
- sites d'intérêt scientifique particulier ;
- zones de protection spéciales (ZPS) ;
- zones spéciales de conservation (ZSC) ;
- sites archéologiques ;
- monuments et paysages protégés ;
- biodiversité des habitats et des espèces ;
- zones polluées ;
- zones humides ;
- zones de compensation environnementale ;
- décisions de préservation des arbres.



Figure 10.12 **arrière en filet pour protéger une zone sensible**
(source : David St. Marie)

Encadré 10.12
Exemples de conséquences d'absence d'autorisations environnementales dans un environnement côtier au cours de la construction

Les dunes de sable naturelles et artificielles contribuent à protéger des événements rares de tempête. La végétation présente au niveau des dunes apporte une résistance à l'érosion provoquée par le vent et les vagues. Les zones de dunes et de plages constituent également l'habitat et le site de nidification de certains reptiles et oiseaux aquatiques marins ou terrestres.

Les activités de construction nécessitant une intrusion dans un secteur de dune côtière, ou se trouvant à proximité immédiate, peuvent être la cause de la destruction de la végétation de la dune et de la production d'odeurs, de bruits importants ou d'un contact direct avec le personnel de construction. Cela peut résulter en des dommages pour les sites de nidification, ainsi que des perturbations excessives des animaux nicheurs. Il est évident que les constructeurs doivent se conformer à l'ensemble des réglementations existantes, bien qu'il soit de la responsabilité du maître d'ouvrage de préciser les contraintes pouvant limiter les travaux.

De nombreux pays ont instauré des règles de protection des dunes côtières et de l'habitat qu'elles représentent. La législation empêche l'extraction ou le déplacement des matériaux constituant la dune et les interférences avec les animaux nicheurs. Le gouvernement central peut condamner à des amendes importantes pour des activités non autorisées sur ou à proximité des dunes. Certains exemples sont apportés par les États-Unis :

Exemple 1 : au Mississippi, « toute personne prélevant une plante désignée communément du nom d'« avoine de mer » ou « *Uniola paniculata* » des rivages de l'État sera considéré comme ayant commis une infraction, et sera, si elle est condamnée, soumise à une amende pouvant s'élever à cinq cents dollars (500 \$) » (Code du Mississippi, 2010).

Exemple 2 : en Floride, les infractions caractérisées par la coupe, la cueillette ou la destruction des avoines de mer sont punies d'une amende pouvant aller jusqu'à mille dollars et un an de prison, ou les deux (Statuts de Floride, 2012).

Un maître d'œuvre peut être tenu financièrement et/ou pénalement responsable pour des dommages. La consultation des autorités publiques compétentes, responsables de l'attribution des autorisations et/ou des permis dans les zones côtières, doit être engagée dès que possible. Un plan de construction clair, un programme et une description des activités doivent être transmis par le constructeur aux autorités locales compétentes. Si un permis est attribué, l'entreprise doit demander une description écrite et une carte présentant les zones sur lesquelles les véhicules de chantier et le personnel ne doivent pas pénétrer. Des plans et des calendriers de construction peuvent alors être établis.

Des espèces protégées ou en danger, y compris leurs habitats et leurs parcours de migration peuvent impliquer :

- d'adapter le calendrier de travail en fonction des périodes de reproduction ou de migration des espèces (cf. encadré 10.13) ;
- de fournir des habitats alternatifs.

L'identification d'espèces animales ou végétales susceptibles d'être affectées par les travaux doit être soulignée dans l'étude d'impact environnemental (EIE) conduite par le maître d'œuvre. Cela peut comprendre des espèces menacées ou protégées, comme montré à la figure 10.13.

Concernant les espèces protégées, il est important d'adopter de bonnes pratiques et de mettre en place des dispositifs (temporaires ou permanents) destinés à maintenir la continuité des corridors écologiques traversant le secteur du projet ou les voies d'accès (par exemple, l'installation d'un passage busé pour permettre la traversée des animaux sous une route d'accès au chantier).

De la même manière, le maître d'œuvre doit mettre en place de telles mesures de protection, en fonction des besoins, en vue d'éviter l'endommagement ou le morcellement des habitats. Des mesures de protection peuvent également être nécessaires pour d'autres raisons.

Les espèces susceptibles d'être affectées par les travaux peuvent varier tout au long de la saison, en raison notamment des migrations, de la nidification et de la reproduction. Par exemple, les oiseaux nicheurs peuvent être protégés des perturbations par la loi. Si le début des travaux pendant la période d'accouplement des oiseaux ne peut pas être évité, une autorisation peut être nécessaire si des oiseaux doivent être dérangés en période de nidification. Un conseil doit être recherché auprès d'un écologiste.

L'encadré 10.13 fournit un exemple de prise en considération des saisons concernant des espèces de mammifères et de reptiles protégées du Royaume-Uni.



Figure 10.13 **Le lézard, une espèce menacée des Pays-Bas**
(source : Harry Mols)

10.3.1.2 Relations, collaboration et accords avec les autorités et les résidents

Les relations avec les autorités chargées de l'aménagement du territoire et de l'environnement, avec les sites voisins et avec le grand public sont essentielles lors de la mise en place et de la gestion d'un site. La grande diversité des usagers et des activités sur les sites maritimes ou fluviaux fait que les projets de construction sur ces sites sont particulièrement sujets aux réclamations. Les questions relatives aux propriétaires des terrains ne sont pas détaillées ici, puisqu'elles ont été présentées à la section 10.1.1.3 relative aux permis et autorisations.

L'établissement de bonnes relations avec les autorités chargées de l'aménagement du territoire et de l'environnement doit comprendre :

- l'identification de l'importance des relations déjà établies lors de la phase de conception ;
- l'identification, à partir des spécifications, d'autres documents contractuels ainsi que grâce aux conseils d'un ingénieur ou d'un architecte, de toute problématique environnementale spécifique devant être traitée (cf. section 10.1) ;

- l'identification des contacts existants ;
- l'établissement de plans pour mettre en place des relations de travail avec chaque organisation appropriée ;
- l'identification et attribution des responsabilités au personnel de chantier, de manière à assurer les relations nécessaires au cours de la phase de construction.

Un contact précoce doit être établi avec les autorités compétentes. Si possible, il convient dès que possible d'organiser une visite du site avec l'ensemble des parties concernées. De cette manière, des contacts peuvent être noués, des problématiques identifiées, et les travaux peuvent être correctement programmés. De la même manière, des formations et stages préparatoires peuvent être planifiés dans la même période, de telle façon que l'information sur les habitats et autres éléments sensibles puisse être directement transmise au personnel.

L'établissement de bonnes relations avec les voisins du site (notamment les résidents locaux, les entreprises, les pêcheurs ou le secteur du tourisme) peut inclure :

- des réunions publiques pour expliquer la manière dont est conçu et mené le projet, ainsi que pour exposer ses impacts potentiels ;
- des réunions régulières avec des groupes locaux représentatifs ;
- une exposition sur place dans un lieu adapté ;
- la mise en place d'échanges avec les écoles locales ;
- pour des projets d'envergure et de long terme, une lettre d'information, un site Internet, des tableaux d'affichage, avec les actualités, des bulletins réguliers informant des avancées ou fournissant des détails sur le calendrier proposé des activités occasionnant des perturbations.

Bonnes relations publiques

De bonnes relations publiques sont essentielles pour conduire un projet, de façon à induire un minimum de perturbations pour les voisins. L'expérience a montré que plus le public est informé, moins les plaintes sont nombreuses.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Encadré 10.13

Exemple de calendrier portant sur des considérations saisonnières concernant des espèces protégées du Royaume-Uni (Source : BAM Nuttall)

		Janv	Févr	Mars	avri	mai	juin	juil	Aout	sept	octo	nov	déc
Espèce protégée de mammifère ou de reptile 	Blaireaux <i>Législation</i> : Protection of Badgers Act 1992 <i>Autorité réglementaire</i> : Natural England, Countryside Council for Wales ou Scottish Natural Heritage <i>Exigences</i> : se reporter aux recommandations pour apprécier l'importance des perturbations. Une autorisation est nécessaire pour fermer ou déplacer des terriers de blaireau. <i>Recommandations</i> : English Nature (2001a) Badgers and development	Pas de travaux à proximité des terriers Période d'exclusion du blaireau des autorisations Meilleur moment pour des études de terrain Des études sont toujours possibles, mais elles seront moins efficaces Meilleur moment pour des études de terrain Construction de terriers artificiels Des études de répartition géographique peuvent être effectuées à l'aide d'appâts Construction de terriers artificiels											
	Campagnols <i>Législation</i> : partie 5 du Wildlife and Countryside Act 1981 <i>Autorité réglementaire</i> : Natural England, Countryside Council for Wales ou Scottish Natural Heritage <i>Exigences</i> : pas de dispositions pour la délivrance d'une autorisation de détruire des terriers pour les opérations d'aménagement et d'entretien, ou par les perturbations générées par ces interventions <i>Recommandations</i> : English Nature (2002) Water voles – the law in practice	Éviter les perturbations Meilleur moment pour des études Meilleur moment pour les travaux Meilleur moment pour les travaux Éviter les perturbations											
	Grands tritons crétes <i>Législation</i> : partie 5 du Wildlife and countryside Act 1981 <i>Autorité réglementaire</i> : Natural England, Countryside Council for Wales ou Scottish Natural Heritage <i>Exigences</i> : autorisation nécessaire pour tous travaux susceptibles d'affecter les tritons et leurs habitats. Les autorisations sont délivrées par Natural England, WDA et Scottish Executive <i>Recommandations</i> : English Nature (2001b) Great crested newt mitigation guidelines	Aucuns travaux dans les mares habitées Meilleure période pour les autorisations et les études Meilleur moment pour les travaux Meilleur moment pour les travaux Meilleur moment pour les travaux terrestres Aucuns travaux dans les mares habitées											

Encadré 10.13 (suite)
Exemple de calendrier portant sur des considérations saisonnières concernant des espèces protégées du Royaume-Uni (Source : BAM Nuttall)

		Janv	Févr	Mars	avri	mai	juin	juil	Aout	sept	octo	nov	déce
Espèce protégée de mammifère ou de reptile 	Chauves-souris <i>Législation</i> : partie 5 of the Wildlife and countryside Act 1981 et Conservation (Natural Habitats, & c.) Regulations 1994 <i>Autorité réglementaire</i> : Natural England, Countryside Council for Wales ou Scottish Natural Heritage <i>Exigences</i> : autorisation nécessaire pour tous travaux susceptibles de perturber les chauves-souris. Les autorisations sont délivrées par Natural England, WDA et Scottish Natural Heritage <i>Recommendations</i> : Natural England (2011) Focus on bats Bat Conservation Trust (2003) : Bats and trees and bat boxes – how to make them and where to put them	Pas de travaux au niveau des espaces d'hibernation			Pas de travaux au niveau des espaces de reproduction			Pas de travaux au niveau des espaces d'hibernation					
	Reptiles <i>Législation</i> : partie 5 du Wildlife and countryside Act 1981 <i>Autorité réglementaire</i> : Natural England, Countryside Council for Wales ou Scottish Natural Heritage <i>Exigences</i> : autorisation nécessaire pour tous travaux susceptibles d'affecter les reptiles tels que la coulèuvre lisse ou les lézards des sables. Les autorisations sont délivrées par Natural England, WDA et Scottish Executive <i>Recommendations</i> : English Nature (1998) Facts about reptiles	Éviter les travaux			Meilleur moment pour la capture			Éviter les travaux					

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Encadré 10.13 (suite)
Exemple de calendrier portant sur des considérations saisonnières concernant des espèces protégées du Royaume-Uni (Source : BAM Nuttall)

		Janv	Févr	Mars	avri	mai	juin	juil	Aout	sept	octo	nov	déce
Espèce protégée de mammifère ou de reptile 	Écureuil roux <i>Législation</i> : Wildlife and countryside Act 1981, The Conservation (Natural Habitats, &c.) Regulations 1994 <i>Autorité réglementaire</i> : Natural England, Countryside Council for Wales ou Scottish Natural <i>Exigences</i> : les tuer, les blesser, perturber ou d'endommager leur habitat est un délit. Les autorisations de travaux sont délivrées par Natural England, WDA et Scottish Natural Heritage	S'ils sont repérés, il convient d'arrêter les travaux – ils sont rares et leur observation doit être signalée.											
	Gliridés <i>Législation</i> : partie 5 du Wildlife and countryside Act 1981 et Conservation (Natural Habitats, & c.) Regulations 1994 <i>Autorité réglementaire</i> : Natural England, Countryside Council for Wales ou Scottish Natural Heritage <i>Exigences</i> : autorisation nécessaire pour tous travaux susceptibles d'affecter les Gliridés et leurs habitats. Les autorisations sont délivrées par Natural England, WDA ou Scottish Natural Heritage <i>Recommandations</i> : Bright <i>et al.</i> (2006) The dormouse conservation handbook	Saison de reproduction											
		Étude des nids au cours de l'hibernation											
		Étude des nids au cours de l'hibernation											

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

La relation avec le public est particulièrement importante si des opérations ayant une forte probabilité de provoquer des perturbations doivent être menées sur une longue durée. Il convient notamment d'essayer d'expliquer le travail qui est entrepris pour limiter l'impact des opérations, à travers un phasage et d'autres mesures de maîtrise. Il est possible d'utiliser des numéros d'appel gratuits, des lettres d'information ou des panneaux d'affichage pour encourager la compréhension du déroulé des opérations, des coûts et des efforts engagés, et pour minimiser la confusion et le mécontentement. L'établissement de bonnes relations publiques est plus facile si le personnel du site comprend le projet et son impact du point de vue du public. La formation devrait être adaptée à la taille, à la nature et aux types d'activités menées, et doit mettre l'accent sur les principaux aspects et impacts environnementaux des opérations, ainsi que sur les méthodes envisagées pour limiter ces impacts. En particulier, il faut souligner l'importance d'être sensibilisé aux intérêts des communautés locales et d'être conscient de la nécessité de protéger le patrimoine environnemental.

10.3.1.3 Heures de travail – bruit, vibrations et éclairage

Les heures de travail sur le site peuvent préoccuper les résidents locaux et provoquer chez eux des désagréments considérables, en particulier en raison du bruit et de la lumière. Par ailleurs, le bruit ou l'éclairage artificiel des chantiers menés de nuit peuvent sérieusement perturber la nidification des espèces sauvages. De plus, d'autres espèces indigènes, telles que les chauves-souris, les chouettes ou les reptiles peuvent être affectées par l'éclairage artificiel et le bruit des travaux nocturnes.

Le bruit et les vibrations

La construction d'une digue sera plus contrainte par les restrictions sonores du fait :

- de la nature des travaux (par exemple excavation, chargement, transport, compactage, déchargement des roches ou battage de palplanches) ;
- que l'eau est « imperméable » sur le plan acoustique (c'est-à-dire que les ondes sonores passent sur l'eau plutôt qu'elles ne la pénètrent) ;
- de la proximité fréquente du grand public.

Des conflits peuvent naître de par la nécessité d'utiliser au maximum les engins nautiques et d'optimiser les fenêtres de temps disponibles pour bénéficier de conditions hydrauliques favorables (en particulier les fenêtres de marées sur les sites côtiers). Cela ne correspond souvent pas aux heures de travail habituelles et peut conduire à un niveau important de mécontentement de la part du public. Sur certains projets, les horaires de travail des tâches bruyantes sont inscrits au contrat, tout en laissant la possibilité d'aménager ces horaires en coordination avec le maître d'ouvrage de la digue. L'extension des heures de travail peut être essentielle pour mener à bien un programme efficient et efficace (particulièrement concernant des projets nécessitant un travail prenant en compte les marées). Leur impact sur le public doit être évalué avec attention et des extensions en dehors des heures de travail habituelles doivent être autant que possible évitées. Lorsqu'un prolongement des heures de travail est nécessaire, les membres du public affectés doivent être informés à l'avance de ces périodes inhabituelles, avec une indication de leur durée et des raisons d'un travail à ce moment-là.

En plus d'ajuster les heures de travail, lorsque les travaux sont en cours, les mesures suivantes doivent être envisagées :

- l'élimination efficiente du bruit de l'ensemble des installations, y compris s'assurer de la présence pleinement opérationnelle des équipements de réduction de bruit sur les véhicules et de la présence des autres atténuateurs de bruit ;
- la programmation avec attention des tâches gênantes dans les horaires autorisés sur la base des habitudes des résidents (y compris les milieux du tourisme et des affaires) et du public. Par exemple, les livraisons doivent être programmées en dehors des heures de pointe du matin et du soir ;
- la prise en compte de l'effet du bruit sur l'environnement naturel, par exemple sur les oiseaux au moment de la reproduction.

Les vibrations provoquées par le chantier sont un problème supplémentaire. Les propriétaires des terrains, les résidents et les chefs d'entreprise, etc. se plaignent fréquemment de l'impact négatif d'un projet sur leurs propriétés et leurs affaires. Lorsque cela est possible, un accord sur les dommages raisonnablement acceptables doit être recherché avant le début du projet.

En fonction du périmètre, du contexte local et des règles de protection de l'environnement, cela peut comprendre :

- l'utilisation d'enregistreurs de bruit, mesure éventuelle d'autres paramètres ainsi que le suivi des procédures administratives ;
- le suivi et l'évaluation de l'état des structures en amont de la construction ;
- le programme de suivi des vibrations, s'il y a lieu.

Éclairage

L'éclairage est essentiel à de nombreuses activités, de manière à maximiser les heures de travail, pour utiliser les engins, ainsi que pour mettre en place de bonnes conditions de travail. L'éclairage peut également dissuader les actes de vandalisme. Toutefois, l'éclairage peut représenter une gêne pour les résidents locaux, si bien qu'il est important de maintenir l'éclairage au minimum nécessaire pour une bonne sûreté et une bonne sécurité. L'éclairage doit être implanté et orienté de telle façon qu'il n'empiète pas sur les propriétés situées à proximité, et l'emploi d'un éclairage infra-rouge pour la sécurité doit être envisagé. La faune sauvage peut également être perturbée par un éclairage artificiel. L'encadré 10.14 fournit un exemple de législation concernant des restrictions d'éclairage aux États-Unis.

Encadré 10.14

Exemple d'exigences en matière de travaux de nuit

Aux États-Unis, dans l'État de Caroline du Sud, la législation exige que les lumières visibles de la plage soient éteintes ou masquées du 1^{er} mai au 31 octobre, en raison d'un impact potentiel sur les habitudes des tortues, espèces locales protégées. Ne pas le faire peut exposer à une amende de 895 \$ par incident.

10.3.1.4 Éviter la pollution – qualité de l'air et de l'eau

Les activités de construction doivent se conformer aux exigences législatives et aux réglementations locales concernant la qualité de l'air ou de l'eau. Les restrictions peuvent varier le long d'un alignement de digue.

Qualité de l'air

Des autorisations ou des permis peuvent être nécessaires pour :

- l'utilisation d'équipements émettant des fumées ;
- la mise en décharge et/ou incinération de débris de construction et de déchets végétaux issus des activités d'élagage ou d'élimination des souches ;
- le traitement des déchets, notamment par bio-remédiation (en particulier le compostage).

Parmi les bonnes pratiques, on peut citer :

- **la réduction du niveau de poussière** : aspersion d'eau pour minimiser la poussière venant des routes d'accès ;
- **la couverture des bennes des camions** : le sol ou les débris transportés par camions doivent être couverts lors du transport à proximité de zones résidentielles ;
- **éviter le brûlage sur site** des matériaux déblayés et autres déchets à proximités des lieux de travail ou des lieux d'habitation ;
- **l'emploi** de moteurs économes en énergie, ainsi que l'entretien régulier des installations et des équipements.

Qualité de l'eau

Des autorisations ou des permis peuvent être nécessaires pour :

- le pompage d'eau lors de l'assèchement d'une excavation ;
- le déversement d'eaux usées issues du chantier dans des cours d'eau naturels ou des réseaux d'eaux usées ;

- l'utilisation d'équipements émettant des fumées ;
- la mise en décharge et/ou incinération de débris de construction et de déchets végétaux issus des activités d'élagage ou d'élimination des souches ;
- le traitement des déchets, notamment par bio-remédiation (en particulier le compostage).

Des stratégies pour éviter la pollution sont nécessaires lorsque des travaux sont menés dans les milieux côtiers ou fluviaux. De plus, des plans d'urgence doivent être mis en place avant l'installation de chantier pour traiter les incidents de pollution potentiels.

Parmi les bonnes pratiques, on peut citer :

- l'installation de compteurs d'eau pour quantifier les écoulements générés par le site ;
- la gestion du ruissellement des eaux de pluie (mise en place notamment de rideaux de turbidité pour confiner les matières en suspension), des eaux de ruissellement du chantier (mise en place de barrières ou de pièges à limons destinés à arrêter les particules fines). Stockage et décantation des particules provenant du ruissellement dans des bassins. Installation et maintenance d'aires isolées dédiées au lavage des camions et de l'équipement, avec récupération des particules solides ;
- la gestion des sédiments transportés par les vagues par l'utilisation de techniques telles que les filtres géotextiles ;
- la maîtrise des déversements – s'assurer que l'ensemble des liquides est convenablement stocké, de manière à empêcher les déversements. S'assurer en particulier que les couvercles ou les valves sont bien étanches, et que les réservoirs de stockage sont bien ancrés de manière adéquate ;
- s'approvisionner en équipement spécialisé pour traiter les déversements d'hydrocarbures éventuels ;
- utiliser des matériaux ou produits chimiques neutres sur le plan environnemental ou biodégradables (par exemple des lubrifiants ou des huiles destinées aux systèmes hydrauliques) ;
- déchets – s'assurer que des conteneurs appropriés sont disponibles pour la collecte et l'élimination de l'ensemble des déchets ;
- maîtrise des eaux usées – s'assurer que les eaux usées produites sur le site sont correctement évacuées et ne peuvent pas pénétrer dans des eaux dont la qualité doit être préservée.

Si une pollution terrestre ou aquatique intervient à la suite du déversement d'huiles, de lubrifiants ou d'autres substances, une dépollution doit être envisagée. Elle doit se dérouler après un nettoyage initial et nécessite les conseils de l'autorité environnementale compétente et/ou de consultants spécialisés.

10.3.2 Voies d'accès et circulation

10.3.2.1 Définir les accès

Les accès sont des routes temporaires ou permanentes provenant de l'extérieur de la zone de construction et aboutissant à la digue, ainsi que des rampes constituant des passages sûrs du niveau du terrain naturel vers le sommet de la digue (cf. figure 10.14). Des voies d'accès sûres sont essentielles pour garantir que les matériaux de construction peuvent être fournis dans les délais, et que les coûts de main d'œuvre et d'équipement sont maintenus dans les limites du budget. Une maintenance régulière des voies d'accès doit être effectuée, de manière à minimiser le risque d'interruption de la circulation au cours de la construction.



Figure 10.14 **Routes d'accès à une digue aux États-Unis**
(source : USACE)

Des routes d'accès inadaptées peuvent gravement nuire à l'ensemble du programme de travaux et engendrer des dangers en termes de sécurité. L'entreprise doit étudier les voies d'accès possibles, à la fois par voie terrestre et par voie d'eau, en direction et à partir des sites de construction de la digue, des sites d'excavation de matériaux et des sites de traitement des matériaux. Des voies d'accès adaptées doivent être mises en place, éventuellement de façon temporaire pour répondre aux caractéristiques des engins de chantier.

Ces voies doivent être acceptables pour toutes les parties concernées.

L'utilisation des voies publiques pour accéder au site peut être restreinte par les autorisations accordées pour la construction. De telles restrictions peuvent inclure un contrôle du poids et de la largeur, un contrôle des parkings, des mesures pour minimiser un conflit avec les piétons ou des limitations de hauteur sur les routes d'accès. Même si ces aspects sont traités dans le contrat, la police locale ou l'autorité locale compétente en matière d'environnement doivent être consultées pour traiter des problèmes potentiels de circulation, de même que pour convenir de la réalisation d'un accès au site qui ne remette pas en cause la sécurité publique.

Des voies d'accès acceptables doivent posséder les caractéristiques suivantes :

- avoir la capacité de supporter les charges axiales élevées des engins de chantier ;
- disposer d'espaces suffisants au mouvement et à la manœuvre des engins lourds requis pour la construction ;
- constituer un environnement de travail sûr et assurer la sécurité du public ;
- ne pas enfreindre les restrictions imposées par les règles locales d'urbanisme en matière de bruit, de vibration et de qualité de l'air ;
- ne pas créer de perturbation significative du flux normal de circulation ;
- disposer d'un espace suffisant entre la route et les réseaux publics aériens d'électricité et de télécommunications, avec une signalétique d'avertissement et une matérialisation visible ;
- ne pas dépasser les restrictions environnementales locales (par exemple sur les déversements de matériaux provenant des véhicules de transport, sur la qualité de l'air, sur les limites de bruit ou sur les limites horaires de travail) ;
- laisser un accès supplémentaire en plus de l'emprise prévue pour le chantier, ainsi que d'autres alternatives de cheminement en dehors de cette emprise.

Les voies d'accès alternatives doivent être identifiées pour le cas où des adaptations seraient nécessaires suite à des changements envisagés par l'entreprise au niveau du plan, ou pour le cas où les voies principales ne seraient plus disponibles.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Le tableau 10.13 fournit des éléments plus détaillés concernant les accès, mais parmi les bonnes pratiques, on peut généralement citer :

- la coordination proactive du plan de circulation avec les autorités locales, l'autorité chargée des routes principales ou l'autorité législative compétente, de manière à éviter tout retard au cours du projet ;
- le développement et la mise en œuvre d'un plan traitant les points intéressant le public et utilisant de multiples médias (notamment des réunions, des sites Internet et des numéros d'appel) ;
- le démarrage du processus d'autorisation dès que possible, impliquant l'ensemble des parties nécessaires et les autorités compétentes ;
- l'obtention de l'ensemble des autorisations ou des permis d'accès nécessaires, et le respect de l'ensemble des restrictions imposées ;
- l'ensemble des zones nécessaires aux tâches de construction doivent être acquises avant la construction, et doivent dans l'idéal prévoir l'ensemble des aménagements futurs du système de digue (cf. section 9.5) ;
- envisager l'expropriation des zones d'accès et de construction comme une approche de dernier ressort, sauf si cela présente des avantages pour l'entretien de long terme. Dans certains cas, les terrains expropriés peuvent être reloués pour un usage agricole, à travers une autorisation, après l'achèvement de la construction.

Tableau 10.13 **Considérations liées aux accès**

Problématiques d'accès	Bonne pratique
Voies autorisées (routes, voies d'eau, emplacements pour débarcadères)	Prendre en compte les considérations de voies d'accès au site, par exemple : <ul style="list-style-type: none"> • pas de trafic lourd à travers des zones densément urbanisées ; • voie d'accélération ou de décélération à construire au niveau des accès aux routes principales ; • limitation de l'accès au site à un seul sens de circulation depuis la voie principale ; • ponts fragiles/espace en hauteur limité/routes étroites/virages serrés ; • contraintes de navigation.
Points d'accès	<ul style="list-style-type: none"> • chaque point d'accès au site de construction doit être identifié, avec la voie convenue vers la route principale la plus proche et les voies devant être utilisées par les camions pour accéder au réseau routier ; • lorsque cela est possible, l'accès doit être aménagé de telle façon que les camions entrent et sortent du site en marche avant.
Emprises publiques	<ul style="list-style-type: none"> • des voies alternatives sont préférables à un chevauchement des emprises publiques et des emprises utilisées pour la construction ; • aménagement de voies piétonnes sûres et de passages traversant le site ou les accès au site ; • maintien des points d'intersection propres et libres de toute obstruction ; • signalétique adaptée des voies modifiées ou alternatives, et information associée sur la durée des perturbations ou les changements permanents.
Des considérations particulières peuvent apparaître en matière de circulation, comme un contrôle de circulation pendant les pics de trafic, des routes à fort trafic ou des routes d'évacuation	<ul style="list-style-type: none"> • une programmation et une coordination avec les autorités chargées des routes principales, les autorités publiques locales et l'équipe locale du projet sont des mesures nécessaires pour éviter des interruptions de la circulation au cours du processus de construction.
Interactions avec d'autres projets de construction	<ul style="list-style-type: none"> • comprendre les interactions et le phasage des travaux de construction pour les projets respectifs ; • partager l'accès si cela est possible et utile.

10.3.2.2 Gestion de la circulation sur le site

Il est important de gérer la circulation sur le site, parce qu'elle peut provoquer des retards au niveau du trafic local et créer des dangers en termes de sécurité à la fois sur et hors du chantier. Les personnes habitant ou travaillant à proximité du site sont fréquemment incommodées par les émissions, le bruit ou l'impact visuel des files de véhicules. Un site organisé, avec un trafic bien régulé (et un stockage

des matériaux aussi près que possible du lieu où ils doivent être mis en œuvre) peuvent produire une impression positive sur les habitants du lieu. Si une digue est construite ou modifiée au sein d'un espace urbain, cela peut constituer une question importante, en raison de l'importance des gênes potentiellement occasionnées telles que les embouteillages pour les habitants, les retards sur les parcours, des retards de livraison vers le site ou des pertes d'accès pendant certains moments critiques de la construction. Afin de minimiser ces impacts, il convient d'envisager les mesures suivantes :

- lors des demandes de livraison, s'assurer que tous les chauffeurs sont informés des restrictions de circulation au niveau, comme autour, du site ;
- programmer les horaires de livraison, de façon à éviter aux véhicules d'attendre à l'extérieur du périmètre du site ;
- charger et décharger les véhicules en dehors des voies principales, lorsque cela est possible ;
- déterminer des zones d'attente des véhicules lorsque plusieurs livraisons interviennent sur une courte période de temps ;
- limiter les files de véhicules de chantier et de leurs impacts, particulièrement pendant l'été : ;
 - demander aux chauffeurs d'éteindre leurs moteurs lorsque leurs véhicules attendent ;
 - éviter d'attendre devant des bâtiments, puisque les fenêtres seront probablement ouvertes ;
 - lorsque cela est possible, s'efforcer d'éviter les véhicules en attente, qui nuisent au charme et à la valeur récréative des lieux environnants ;
 - dans des zones urbanisées, il convient d'envisager la mise en place d'une zone d'attente à une certaine distance du site, et de ne procéder aux livraisons que lorsque l'accès au site est dégagé ;
 - envisager l'utilisation de systèmes de communication dans la cabine, de façon à conserver la maîtrise des mouvements de camions.

La circulation des voitures du personnel du site incommode fréquemment le public, il faut donc envisager de :

- installer des zones de parking dédiées ;
- empêcher le stationnement du personnel dans des zones inadaptées, et s'assurer du respect des restrictions ;
- mettre en place d'un système couplé de stationnement et de transport collectif ou un système de covoiturage ;
- éviter de monopoliser les zones de stationnement publiques des véhicules, particulièrement celles utilisées pendant l'été par un grand nombre de visiteurs.

Il arrive que des sites de construction se voient reprocher une perturbation engendrée par des véhicules qui ne sont pas associés avec le site. Pour éviter cela, il peut être utile que les véhicules du site portent des marques distinctives. Même si cela peut ne pas être adapté à des livraisons isolées, cela peut être effectué pour les véhicules de livraison habituels et pour ceux de l'entreprise.

10.3.2.3 Méthodes d'approvisionnement alternatives

Sur certains projets, il arrive que l'approvisionnement en matériaux soit possible par voie maritime ou fluviale. Cette piste doit être explorée, car ce mode d'approvisionnement minimise les perturbations de la circulation à terre, évite des retards significatifs liés aux approvisionnements terrestres d'équipements ou de matériaux de construction ou encore que l'approvisionnement de chantiers ne fasse l'objet de restrictions d'autorisations. Toutefois, il existe un risque que les conditions de navigation en mer ou sur le cours d'eau perturbent les livraisons.

L'entreprise peut estimer qu'un cours d'eau adjacent constitue un mode de livraison bon marché des matériaux et de l'équipement. La réglementation et le contrôle des voies d'eau sont généralement assumés par les autorités locales.

Les entreprises doivent notifier au maître d'ouvrage leurs intentions, et prendre contact avec les organisations de régulation du cours d'eau ou du port, de manière à déterminer les obligations légales, les données requises ainsi que le temps nécessaire pour l'obtention des autorisations et des permis, afin que les bâtiments de transport puissent répondre aux besoins de la construction. Des mesures

particulières peuvent être nécessaires pour minimiser le risque de pollution des cours d'eau et des zones d'accostage. Des autorisations peuvent être nécessaires pour :

- les opérateurs de sociétés de transport par bateaux ou par barges ;
- un agrément temporaire des bateaux ou des barges en matière d'exploitation et de sécurité ;
- la construction d'installations temporaires d'accostage, d'amarrage ou de déchargement à proximité du site de construction (cf. figure 10.15). Les autorisations doivent indiquer la séparation imposée entre la zone d'accostage temporaire et le chenal de navigation.



Figure 10.15 **Transport de matériaux sur l'Yssel dans le cadre de la reconstruction du quai Pothoofd à Deventer, aux Pays-Bas**
(source : Harry Mols)

10.3.3 Gestion des vestiges archéologiques et des réseaux publics

Archéologie

Historiquement, l'implantation des premiers hommes est intervenue le long des cours d'eau. De tels vestiges archéologiques peuvent être très précieux, particulièrement dans d'anciennes zones urbaines, et doivent être traités avec soin pendant la construction. Ainsi :

- aux États-Unis, on rencontre fréquemment d'anciennes implantations ou d'anciennes sépultures indiennes le long des cours d'eau ;
- aux Pays-Bas, de nombreuses digues datent de centaines d'années et contiennent des artefacts archéologiques intéressants, comme illustré à la figure 10.16.



Figure 10.16 **Muraille de la ville historique aux Pays-Bas**
(source : Harry Mols)

Il est de première importance de mener les investigations suffisamment tôt, de préférence durant les phases de planification et de consultation pour éviter les interruptions de travaux et les pressions importunes sur fouilles archéologiques éventuelles.

Tableau 10.14 **Considérations sur l'archéologie**

Problématiques en matière d'archéologie	Bonne pratique
Sites archéologiques	<ul style="list-style-type: none"> • conduire des études préalables complètes des archives (écrits et cartes) ; • consulter le musée local ou les détenteurs d'archives, les groupes régionaux d'archéologie, et s'il y a lieu des organismes nationaux d'archéologie et d'histoire ; • procéder aux fouilles archéologiques avant le début des travaux ; • dans les endroits où des découvertes archéologiques peuvent être anticipées, il convient d'informer et de veiller à sensibiliser l'équipe de chantier ; • définir une méthodologie et un phasage spécifiques pour les travaux ; • envisager une mission de veille permanente en archéologie.
Sites importants (protégés) sur le plan historique	<ul style="list-style-type: none"> • conduire des études préalables complètes des archives (écrits et cartes) ; • consulter le musée local ou les détenteurs d'archives, les groupes régionaux d'archéologie, et s'il y a lieu des organismes nationaux d'archéologie et d'histoire ; • informer et veiller à sensibiliser l'équipe de chantier ; • le cas échéant, définir une méthodologie et un phasage spécifiques ; • expertise à plein temps sur le site.

Réseaux publics

Une incapacité à identifier l'ensemble des réseaux publics locaux (notamment canalisations, câbles ou ponts) peut poser des problèmes considérables pour l'excavation et le déplacement de grands équipements de construction (en particulier les grues ou les scrapers) au cours des travaux.

L'entreprise doit vérifier le type, les emplacements et les distances acceptables (au-dessous ou au-dessus du sol) relatifs aux réseaux publics comme les réseaux d'électricité, de télécommunications, d'eau ou de gaz, ou les ouvrages drainants traversants ou situés à proximité des éléments du projet. Les procédures recommandées doivent être respectées, de façon à minimiser le risque pour ces éléments au cours des travaux. Si une relocalisation des réseaux publics constitue une alternative possible, des représentants des organismes publics concernés doivent être associés à la programmation détaillée de la procédure de relocalisation. Le tableau 10.15 présente certaines considérations en lien avec les réseaux publics.

Tableau 10.15 Considérations en matière de réseaux publics

Questions touchant aux réseaux publics	Bonnes pratiques
Réseaux publics connus dans la zone du site	<ul style="list-style-type: none"> les traversées de réseaux publics peuvent être observées au niveau de la plupart des digues ou murs de protection contre les inondations, et une bonne coordination avec les maîtres d'ouvrages des réseaux publics est nécessaire au succès des projets. Certaines exigences de construction liées aux réseaux publics peuvent retarder ou arrêter les activités de construction dans certains cas, les réseaux publics doivent être relocalisés avant ou après les travaux sur la digue.
Réseaux publics inconnus dans la zone du site	<ul style="list-style-type: none"> investigation exhaustive des archives des maîtres d'ouvrage des réseaux publics inspection complète du site (cf. chapitre 5) investigation non-intrusive des terrains, comme avec un radar de sol ou un équipement de détection des câbles.

10.4 FONDAMENTAUX DES CONSTRUCTIONS EN TERRE

La section 10.4 se concentre sur les spécificités des travaux en matière de construction en terre, et traite de :

- la disponibilité des matériaux (cf. section 10.4.1) ;
- la convenance des matériaux (cf. section 10.4.2) ;
- les essais de sol et actions correctives (cf. sections 10.4.2.1 à 10.4.2.4) ;
- les opérations de base (gestion de la végétation, excavation, remblaiement, traitement et compactage) présentées en lien avec le matériel (cf. section 10.4.3).

10.4.1 Disponibilité des matériaux

La disponibilité des matériaux au niveau du site du projet ou au niveau d'un site d'extraction local est un des facteurs essentiels de succès d'un projet. Le travail préliminaire de conception destiné à définir les matériaux d'extraction disponibles peut avoir une portée très limitée, laissant aux responsables de la construction et au maître d'œuvre la responsabilité d'identifier des matériaux adaptés en quantité suffisante pour mener à bien le projet. Cela peut nécessiter des prélèvements d'échantillons et des analyses supplémentaires pour identifier des matériaux adaptés et en quantité suffisante, de façon à s'assurer de la faisabilité du projet.

Parmi les bonnes pratiques, on peut citer les points suivants :

- les documents de conception ou de construction, qui doivent synthétiser l'ensemble des investigations et des tests effectués par l'ingénieur du maître d'ouvrage ;
- les documents de conception, qui doivent synthétiser l'ensemble des hypothèses concernant le procédé que le maître d'œuvre devra employer pour obtenir le bon niveau d'humidité et de densité sur l'ouvrage achevé ;
- une validation des principales zones d'emprunt de matériaux, ainsi que des zones secondaires, doit être obtenue avant le début du projet ;
- les autorisations concernant les prélèvements de matériaux, qui doivent être mises en place rapidement après que le contrat de construction ait été signé.

Les matériaux provenant des fondations existantes ou de zones d'extraction locales ou nécessitant un transport de matériaux doivent se conformer aux exigences des critères de qualité et environnementaux de la conception. Pour des raisons économiques et environnementales, la disponibilité des matériaux doit être identifiée lors des recherches préliminaires au niveau ou à proximité du site, minimisant les distances de transport. Il peut être occasionnellement nécessaire d'employer des matériaux de faible ou de mauvaise qualité lorsque des sols plus adaptés ne sont pas disponibles. Lorsque des matériaux de qualité inférieure aux normes sont mis en œuvre, le concepteur peut avoir besoin de critères spécifiques de traitement, de mélange, d'extraction et/ou de compactage.

Les matériaux apportés par le maître d'ouvrage peuvent être utilisés si la disponibilité locale est faible ou si le coût est prohibitif. S'il existe un risque que les coûts augmentent en raison de l'augmentation de la demande, le maître d'ouvrage doit examiner la possibilité d'une commande à l'avance des matériaux avant le début du contrat, ainsi que la possibilité de fournir les matériaux de préférence à employer des matériaux fournis par l'entreprise.

10.4.2 Convenance des matériaux

Il est important de noter que l'aptitude à l'usage des matériaux peut être d'abord basée sur le respect des caractéristiques de classification des sols ou de valeur des indices caractéristiques (pour consulter les valeurs d'indices adaptées, cf. sections 7.8 et 9.12). Tandis que le comportement des matériaux doit se conformer aux exigences de taille de grain et d'élasticité. Des sols présentant des caractéristiques environnementales inadaptées, comme la présence de métaux lourds, peuvent être acceptés moyennant des processus de traitement particuliers. Certains procédés de traitement spécialisés de sols inadaptés en raison de valeurs d'indices de sols ou de caractéristiques environnementales non conformes, peuvent comprendre des méthodes innovantes d'amélioration, telles celles examinées à la section 9.12.

Il est possible d'opter pour l'emploi de matériaux durables ou l'utilisation de l'ensemble des matériaux disponibles localement, y compris des matériaux recyclés, pour améliorer l'acceptabilité environnementale des travaux de digue tout en minimisant les opérations de transport. Utiliser le plus possible des matériaux locaux, y compris des matériaux recyclés en vue de renforcer le caractère durable des travaux de digue, vient en appui de l'application du concept d'économie circulaire.

La figure 10.17 montre un exemple de matériaux d'extraction destinés à la construction d'une digue à La Nouvelle-Orléans, États-Unis.



Figure 10.17 **Pelle hydraulique manipulant du sol**
(source : USACE)

Les préoccupations concernant la bonne conduite d'un projet de digue peuvent comprendre tout ou partie des problématiques suivantes :

- différenciation entre sols adaptés et non adaptés ;
- examen des zones d'emprunt prévalidées ;
- détermination des limites des zones d'emprunt ;
- examen de la variabilité des matériaux d'emprunt ;
- opération de mise hors d'eau ;
- exigences liées à l'extraction, au transport et à la manipulation ;
- évaluation du volume de matériaux disponible et du volume de remblai ;

- limitations du stockage au niveau du site du projet ;
- si nécessaire, processus de mélange et de traitement ;
- aspects logistiques et contraintes.

Les méthodes pour répondre à ces problématiques nécessitent généralement une bonne évaluation des sols disponibles ainsi qu'une bonne sélection des matériaux d'emprunt, conformes aux attentes de la conception. Les tâches nécessaires pour bien programmer et élaborer les opérations associées à la construction du remblai d'une digue sont notamment :

- identification des zones d'extraction de matériaux spécifiées dans le contrat ;
- vérification des types de sols acceptables ;
- identification des types de sols disponibles ;
- investigation du potentiel d'extension des zones d'emprunt, lorsque c'est nécessaire ;
- détermination du traitement nécessaire sur le sol extrait afin qu'il acquière une teneur en eau acceptable avant d'être transporté ;
- détermination de quelconques contraintes du site du projet concernant le transport et le traitement des sols ;
- si nécessaire, il convient de déterminer les équipements et processus permettant les opérations de mélange ;
- recherche si nécessaire de zones supplémentaires d'emprunt de matériaux.

Après avoir déterminé et défini les sols disponibles pouvant être utilisés pour le projet, l'étape suivante doit être d'identifier l'équipement nécessaire pour compacter les matériaux choisis au niveau exigé. Cela peut impliquer les deux actions suivantes :

- réalisation d'une ou de plusieurs séries de planches d'essais (cf. section 10.5.1), ainsi que détermination d'un mode de compactage ;
- réalisation d'essais conformes aux exigences contractuelles, afin de permettre de vérifier la conformité.

Les entreprises réalisent en général ces actions dès que possible, de manière à mieux définir les besoins en équipement ainsi que les processus se conformant aux spécifications du contrat.

Il est possible de transmettre à l'entreprise les informations comme indiqué à la figure 10.18, identifiant les matériaux d'emprunt disponibles, avec un essai initial de teneur en eau et de classification de sol pour un certain nombre d'échantillons. Il sera probablement demandé à l'entreprise de réaliser des prélèvements d'échantillons et des tests supplémentaires pour confirmer la teneur en eau et la densité de l'ensemble des types de sols validés, ce qui permet de programmer l'extraction, le séchage, le transport, le remblaiement et le compactage des matériaux au niveau de la digue. Le résultat des tests permet au maître d'œuvre de contrôler ce processus, de manière à s'assurer du respect des spécifications contractuelles. Lorsque le volume des matériaux extraits est en quantité insuffisante pour le projet de digue, l'entreprise aura besoin de conduire des prélèvements d'échantillons supplémentaires pour déterminer les matériaux acceptables au niveau d'une extension de la zone d'emprunt. Cela peut inclure l'extraction des matériaux non-conformes et leur assèchement.

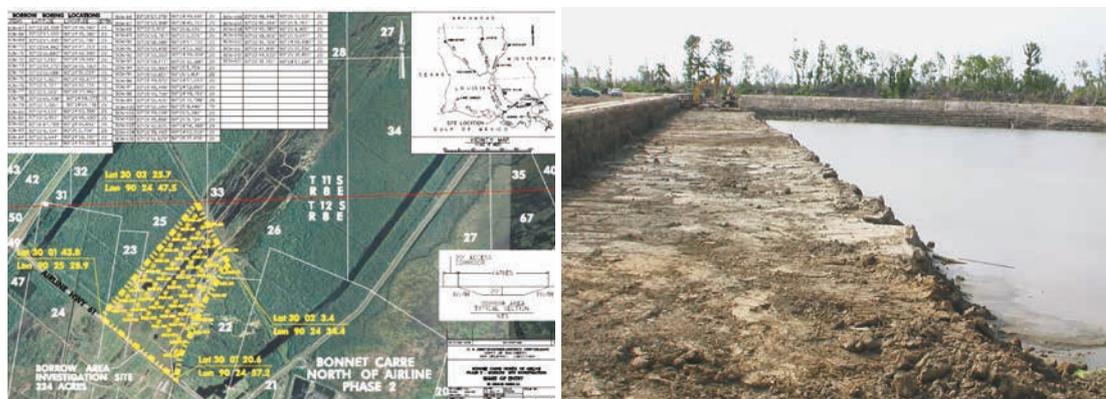


Figure 10.18 Plan d'extraction des matériaux de La Nouvelle-Orléans, aux États-Unis (source : USACE)

Le contrôle de la teneur en eau du sol est important pour déterminer si des matériaux sont acceptables avant transport des sites d'extraction vers le site du remblai. Il est généralement préférable de conduire les ajustements nécessaires de la teneur en eau des matériaux au niveau du site d'extraction, où l'on dispose généralement de davantage d'espace pour répandre, sécher et mélanger. Effectuer la préparation des matériaux avant le transport sur le site du projet évite également des perturbations coûteuses du projet.

10.4.2.1 Essais de sol et actions correctives

Les méthodes d'essais et la programmation de leur fréquence sont précisées pour apporter une information sur le contrôle du taux de compactage, de la teneur en eau, ainsi que de sa variation au cours de la mise en place du talus. Ces éléments sont spécifiés plus en détail au niveau du contrat de construction de la digue, de manière à s'assurer de la compatibilité avec les différents autres matériaux utilisés dans le projet. Les méthodes d'essais et la programmation de la fréquence sont spécifiques au projet, en fonction de la géométrie et de la conception du talus, des matériaux disponibles, ainsi que de la conception qui a été spécifiée. La fréquence des essais est généralement précisée au niveau des spécifications du contrat.

Les méthodes de construction comprennent différentes phases d'essais pour un projet de digue, de manière à s'assurer de la conformité avec les attentes de la conception. Les phases suivantes d'essais sont nécessaires pour s'assurer que les normes minimales de qualité sont bien respectées, tandis que des tests supplémentaires sont nécessaires pour des tâches critiques, comme indiqué ci-après :

1. Essais de phase préparatoire :
 - a. carrière d'extraction sur le site et essais au niveau de zone d'emprunt située hors du site ;
 - b. essais sur les matériaux existants, y compris essais sur les matériaux de fondations ;
 - c. identification des types de sols disponibles et de la quantité disponible de matériaux d'extraction adaptés ;
 - d. essais de conformité des matériaux ;
 - e. détermination des caractéristiques du sol du site et des sols provenant d'autres sites d'extraction, en lien avec le compactage :
 - i. matériaux adaptés, acceptables ou non-conformes, taux de compactage standard ou modifié, densité sèche maximale, teneur en eau optimale, masse volumique... ;
 - ii. planche d'essais ;
 - iii. identification de l'équipement nécessaire pour mettre en place et compacter les matériaux sélectionnés au niveau de compactage voulu.
2. Essais de la phase initiale :
 - a. vérification de l'entière conformité avec le marché ;
 - b. identification des besoins en main d'œuvre ;
 - c. traitement des non-conformités.
3. Essais de la phase de suivi :
 - a. validation d'une entière conformité avec les termes du marché.

Au sein de chaque zone d'emprunt de matériaux d'extraction identifiée, il est important de déterminer l'ensemble des caractéristiques des sols, de manière à identifier les matériaux adaptés, les sols de qualité acceptable ou les sols inadaptés. Une fois déterminée la qualité des sols et leur utilisation validée, l'examen des matériaux doit se poursuivre pour déterminer leur comportement par rapport au compactage. Le comportement en terme de compactage est d'abord testé en laboratoire à partir d'essais de compactage standard ou modifiés. La densité sèche maximale et la teneur en eau optimale sont déterminées pour chaque échantillon de sol provenant de matériaux d'emprunt (cf. chapitre 7). D'autres essais de laboratoire, tels que les essais de classification ou parfois la détermination de la masse volumique sont également effectués, de manière à bien connaître les caractéristiques des sols. Il est important de remarquer que pendant la construction, la zone d'emprunt de matériaux de remblai change fréquemment, ce qui implique des problématiques concernant leur convenance et concernant la maîtrise des caractéristiques de compactage différentes de sols différents. Mettre en place une fréquence d'essais est important pour suivre les changements des caractéristiques des sols d'emprunt, pouvant affecter les performances de construction des matériaux (cf. chapitre 7 et section 10.4.2.3).

Afin de comprendre les différents prélèvements d'échantillons et essais nécessaires lors de la construction d'une digue, le périmètre d'essais classiques pour les études (cf. chapitre 7), les outils d'analyse et la conception (cf. chapitres 8 et 9), ainsi que la validation post-construction (cf. chapitre 7), le lecteur est renvoyé au tableau 10.16.

Tableau 10.16 **Méthodes classiques d'essais de construction**

(source des images : USACE et Fugro)

Type de test	Photographie	Objectif	Description
Prélèvement d'échantillons (section 7.9.7)		S'assurer du fait que les matériaux sont adaptés	Prélèvement de sols
Réduction des échantillons (section 7.9.7)		Réduction des échantillons à la taille requise par les méthodes d'essais	Réduction des échantillons de sol par quartiers ou divisions successives jusqu'à une masse minimum adaptée aux essais individuels
Analyse par tamisage ou calibrage (section 7.8.3.1)		Détermination de la fraction passée ou retenue à travers le tamis 200 (75 µm)	Les matériaux plus fins que le tamis 200 passent au lavage
Analyse par tamisage ou calibrage (section 7.8.3.1)		Détermination des tailles des fractions d'argile, de limon, de sable et de gravier	Analyse de la taille des particules de sol (avec ou sans hydromètre, selon spécification)

Type de test	Photographie	Objectif	Description
Analyse par tamisage ou calibrage (section 7.8.3.1)		Détermination des tailles des fractions de sable et de gravier	Analyse de la taille des particules après un passage au tamis 200
Poids unitaire (section 7.8.3.1)		Détermination de la masse par unité de volume	Poids unitaire et vides
Masse volumique (section 7.8.3.1)		Détermination de la densité en lien avec la densité de l'eau	Masse volumique des sols
Limites d'Atterberg (section 7.8.3.1)		Détermination des états liquides et plastiques de sols à grains fins	Limite liquide, limite plastique et indice de plasticité des sols
Teneur en eau (section 7.8.3.1)		Détermination de la teneur en eau des sols	Détermination en laboratoire de la teneur en eau des sols (séchage au four)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Type de test	Photographie	Objectif	Description
Relation entre densité et teneur en eau (section 7.8.3.2)		Détermination de la densité des sols à différents niveaux d'humidité, de manière à sélectionner la densité sèche maximale et le taux d'humidité optimal	Relations teneur en eau-densité de sols et de mélanges d'agrégats de sols, utilisant un pilon de 2,5 kg et une hauteur de chute de 300 mm (essai Proctor Normal) ou un pilon de 4,5 kg et une chute de 450 mm (essai Proctor Modifié)
Densité humide de terrain, cône de sable (section 7.8.3.1)		Détermination en place de la densité des sols et de sa relation avec le rapport teneur en eau-densité	Densité du sol en place par la méthode du cône de sable
Densité humide de terrain par la méthode nucléaire (section 7.8.3.1)		Détermination de la densité d'un sol en place et de sa relation en termes de rapport teneur en eau-densité	Densité et teneur en eau d'un sol ou d'un agrégat de sol en place par des méthodes nucléaires (faible profondeur)
Densité humide de terrain par le fonçage d'un cylindre (section 7.8.3.1)		Détermination de la densité d'un sol en place et de sa relation en termes de rapport teneur en eau-densité	Densité d'un sol à grain fins par la méthode du fonçage d'un cylindre
Teneur en eau de terrain par la méthode nucléaire (section 7.8.3.1)		Détermination de terrain de la teneur en eau en place d'un sol ou d'un agrégat de sol	Méthodes nucléaires

Type de test	Photographie	Objectif	Description
Teneur en eau sur le terrain, chaleur directe (section 7.8.3.1)		Détermination de terrain de la teneur en eau du sol en place	Détermination de terrain de la teneur en eau du sol par chaleur directe (plaque chauffante)
Teneur en eau sur le terrain, micro-ondes (section 7.8.3.1)		Détermination de terrain de la teneur en eau du sol en place	Détermination de terrain de la teneur en eau du sol par l'utilisation des micro-ondes
Teneur en matières organiques (section 7.8.3.1)		Détermination de la quantité de matière organique d'un sol	Détermination de la quantité de matière organique par l'utilisation d'un four
Teneur en sel (section 7.8.3.1)		Détermination de la teneur en sel par litre d'eau extraite du sol, au travers d'une analyse chimique	La teneur en sel peut ne pas être très élevée, en raison du fait que les particules fines de l'argile peuvent se dissoudre lentement (dispersion) dans un environnement avec changements d'eau pure à salée. Cela conduit à une plus faible résistance à l'érosion
Teneur en carbonate de calcium (section 7.8.3.1)		Détermination de la teneur en carbonate de calcium d'un sol par sa perte de masse après un traitement à l'acide chlorhydrique	La résistance à l'érosion de l'argile décroît si la teneur en carbonate de calcium devient trop élevée

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Type de test	Photographie	Objectif	Description
Classification des sols (section 7.8.2)		Détermination du type de sol à partir de la granulométrie et des limites d'Atterberg	La classification des sols nécessite une détermination de la taille des grains et des limites d'Atterberg ou d'autres résultats d'essais destinés à cette classification
Indication de dureté d'après Sowers (section 7.8.3.3)		Détermination de la consistance <i>in situ</i> d'un sol	Test simple de détermination de terrain pour estimer la dureté et la consistance
Compression non-confinée (section 7.8.3.3)		Vérification de la résistance d'un sol	Détermination de la résistance à la compression non-confinée de matériaux de construction
Perméabilité (section 7.8.3.5)		Vérification de la perméabilité des matériaux	Essai de conductivité hydraulique par baisse de hauteur de charge en utilisant un perméamètre à paroi souple, employé pour déterminer la conformité de la construction

10.4.2.2 Niveaux d'essais de contrôle pour différentes constructions de digues

La construction des digues peut être basée sur les spécifications d'ouvrages en terre simplifiées typiquement pour des travaux non-critiques tels que des remblais de confortement ou des bermes. Pour certains de ces travaux ou de ces réparations non-critiques, le concepteur peut simplement exiger des sols adaptés, avec un intervalle de tolérance pour la teneur en eau et un nombre spécifié de passages d'un équipement particulier de compactage. Pour ce type de construction, des essais minimums peuvent être demandés. Les essais nécessaires pour de tels travaux peuvent uniquement porter sur l'identification du type de sol et la détermination de la teneur en eau, sans besoin de vérifier la densité.

La construction d'éléments plus critiques nécessite généralement une méthode de construction d'ouvrages en terre plus encadrée, centrée sur les critères de performance et le respect d'un ensemble important de contrôles qualité et de mesures d'assurance qualité. Une telle construction de digue, pour de nouvelles digues, des réparations ou une surélévation peut nécessiter la plupart des essais indiqués au tableau 10.16. Des critères minimums de performance peuvent être établis pour les types de sols acceptables, l'intervalle de teneur en eau acceptable, ainsi que la densité minimale nécessaire. Différents sols ou zones d'emprunt peuvent nécessiter différents degrés d'interventions sur site, de manière à ce que l'état du sol réponde aux critères acceptables, en conformité avec les attentes de conception. Des informations supplémentaires sur les avantages et les inconvénients à utiliser des spécifications de méthodes plutôt que des spécifications de performances sont données à la section 9.12.

Le délai nécessaire pour obtenir les résultats des essais spécifiés va de quelques heures à quelques jours. Attendre le résultat des essais d'acceptabilité peut parfois entrer en conflit avec le rythme de mise en place des matériaux du remblai. Il peut alors être prudent de la part du concepteur de prévoir des méthodes d'essais plus rapides pour déterminer l'humidité et la compacité. Dans tous les cas, des méthodes normalisées doivent être utilisées, de manière à éviter des incohérences entre différents organismes chargés des essais.

10.4.2.3 Fréquence du contrôle

La fréquence du contrôle est généralement spécifiée directement au niveau des documents contractuels, concernant à la fois les tâches d'assurance qualité et de contrôle qualité. La fréquence des essais varie avec la complexité du projet, lors d'une variabilité inattendue des matériaux ou à la suite de résultats non-conformes. Le tableau 10.17 identifie quelques fréquences utilisées de façon habituelle pour différents essais (cf. section 7.9.7).

Tableau 10.17 Type d'essais et fréquence habituelle

Type d'essai et objectif	Fréquence		
	Remblai et digue	Fondation	Remblai de tranchées le long de murs d'ouvrage d'art et d'autres construction ou de canalisations enterrées
<i>Densité in situ avec la teneur en eau</i> Objectif : déterminer la densité et la teneur en eau en place, en lien avec les attentes de conception	Deux par niveau supplémentaire pour chaque étape, ou fraction de 1 600 m ² mis en place au cours de chaque période de travail de huit heures	Deux par niveau supplémentaire pour chaque étape, ou fraction de 800 m ² mis en place au cours de chaque période de travail de huit heures	<ul style="list-style-type: none"> ouvrages hydrauliques ou tranchées de réseaux publics : un par niveau supplémentaire pour chaque étape, ou fraction de 150 mètres linéaires de remblai murs et périmètres de constructions : un par niveau supplémentaire pour chaque étape, ou fraction de 60 mètres linéaires de remblai
<i>Classification avec les limites d'Atterberg (à partir du matériau compacté)</i> Objectif : déterminer les caractéristiques des sols pour permettre une classification et une conformité	Un pour cinq mesures de densité <i>in situ</i>		
<i>Relation teneur en eau – densité, avec la granulométrie, les limites d'Atterberg, la masse volumique et la classification (à partir d'un échantillon brut)</i> Objectif : déterminer les caractéristiques de performance des sols et leurs relations avec les types de sols identifiés	Un pour cinq mesures de densité <i>in situ</i> (jamais moins d'un par type de matériau) correspondant aux 25 premières mesures de densité <i>in situ</i> . Par la suite, un essai supplémentaire pour chaque changement de matériau		

10.4.2.4 Essais non conformes et solutions apportées

Les méthodes d'essais sont employées pour apporter une information sur le contrôle du taux de compactage, de la teneur en eau, et de sa variation au cours de la construction du remblai. Les méthodes d'essais fournissent de plus un moyen de vérifier la conformité avec les spécifications du projet de construction de la digue. Ces méthodes d'essais suivent les normes du secteur, par exemple les Eurocodes, les British Standards (BS) ou celles de l'American Society for Testing and Materials (ASTM), et sont de façon habituelle précisées au niveau des spécifications contractuelles.

Un non-respect des valeurs minimales imposées par les normes peut parfois entraîner des problèmes de validité des données utilisées pour le contrôle des matériaux et de la conformité aux critères spécifiés par le projet. L'analyse des données pour suivre la conformité de la construction peut parfois mettre en valeur des écarts correspondant aux prélèvements d'échantillons, à la préparation des matériaux, à la mesure des paramètres des échantillons, à des erreurs de procédure ou à des erreurs de calcul. Les erreurs peuvent potentiellement conduire à des besoins supplémentaires de prélèvements d'échantillons dans le cadre de l'assurance qualité ou du contrôle qualité, de manière à vérifier la bonne conformité des matériaux.

La revue des rapports d'essais par des personnels expérimentés en matière d'essais peut révéler des anomalies au niveau des données, rendant nécessaire un avis d'ingénierie, avec éventuellement l'implication de l'ingénieur de conception du projet. La conséquence de résultats d'essais non conformes nécessite une analyse minutieuse et une décision basée sur la comparaison avec les besoins spécifiés, l'examen visuel et l'avis d'ingénierie. La correction dépend de son caractère acceptable mais est très spécifique de l'emplacement des matériaux et du problème rencontré. Une action corrective pour empêcher la répétition de la non-conformité constitue une partie essentielle de l'assurance qualité et du contrôle qualité. Le tableau 10.18 identifie des méthodes d'essais, les anomalies communes, ainsi que les solutions possibles.

Tableau 10.18 Types de tests, anomalies communes et actions correctives possibles

Type d'essais	Anomalies communes	Action corrective possible
Prélèvement d'échantillons remaniés	<ul style="list-style-type: none"> ● échantillon non-représentatif. 	<ul style="list-style-type: none"> ● procéder à un nouveau prélèvement d'échantillon.
Prélèvement d'échantillons non remanié	<ul style="list-style-type: none"> ● perturbation lors du prélèvement ● perturbation lors du transport ● perturbation lors de la préparation. 	<ul style="list-style-type: none"> ● analyse du résultat des essais pour évaluer un degré potentiel de perturbation ● procéder à un nouveau prélèvement d'échantillon.
Analyse granulométrique	<ul style="list-style-type: none"> ● mauvaise taille d'échantillon ● mesure imprécise de la masse ● tamisage insuffisant ● calculs imprécis ● mauvaise qualité de l'équipement ● lisibilité insuffisante de l'équipement ● de petits grains sont perdus lors du prélèvement d'échantillon. 	<ul style="list-style-type: none"> ● procéder à un nouveau prélèvement d'échantillon ● lorsque cela est possible, recalculer les données ● utiliser des échantillons non-remaniés plutôt que remaniés.
Limites d'Atterberg	<ul style="list-style-type: none"> ● mauvaise préparation de l'échantillon ● mesure de masse imprécise ● défaut de procédure ● calculs imprécis ● mauvaise qualité de l'équipement ● lisibilité insuffisante de l'équipement. 	<ul style="list-style-type: none"> ● procéder à un nouveau prélèvement d'échantillon ● lorsque cela est possible, recalculer les données ● employer la chute de cône plutôt que la boîte de Casagrande pour mesurer la limite de liquidité ● employer la méthode des trois points au lieu d'une méthode à un point.
Teneur en matière organique	<ul style="list-style-type: none"> ● mauvaise préparation de l'échantillon ● mesure de masse imprécise ● défaut de procédure ● calculs imprécis ● lisibilité insuffisante de l'équipement. 	<ul style="list-style-type: none"> ● procéder à un nouveau prélèvement d'échantillon ● lorsque cela est possible, recalculer les données ● prendre en compte les restes de racines et de végétaux ● utiliser une méthode d'essai plus précise.

Type d'essais	Anomalies communes	Action corrective possible
Classification des sols	<ul style="list-style-type: none"> classification imprécise (méthode visuelle). 	<ul style="list-style-type: none"> évaluer à nouveau les données d'essai demander des essais supplémentaires effectuer la classification au laboratoire plutôt que sur le terrain.
Relation teneur en eau - densité	<ul style="list-style-type: none"> mauvaise préparation de l'échantillon mesure de masse imprécise défaut de procédure calculs imprécis lisibilité insuffisante de l'équipement mauvais ajustement de la courbe. 	<ul style="list-style-type: none"> procéder à un nouveau prélèvement d'échantillon lorsque cela est possible, recalculer les données.
Estimation de la teneur en eau au laboratoire, par l'utilisation d'un four	<ul style="list-style-type: none"> mauvaise température du four mesure de masse imprécise calculs imprécis lisibilité insuffisante de l'équipement. 	<ul style="list-style-type: none"> vérifier la calibration du four procéder à un nouvel essai
Teneur en eau mesurée <i>in situ</i> au gamma-densimètre	<ul style="list-style-type: none"> calibration non effectuée corrélation non effectuée matériaux incompatibles dans le sol utilisateur non agréé. 	<ul style="list-style-type: none"> recalibrer la machine déterminer des comptages standards procéder à un nouveau test choisir une méthode alternative, adaptée à ces matériaux.
Teneur en eau mesurée <i>in situ</i> au micro-onde	<ul style="list-style-type: none"> mauvaise préparation de l'échantillon mesure de masse imprécise défaut de procédure calculs imprécis lisibilité insuffisante de l'équipement le sol reste humide après l'essai 	<ul style="list-style-type: none"> procéder à un nouvel essai choisir une méthode alternative, adaptée à ces matériaux bien mélanger des parties de sol sec avec des parties de sol humide sur le plateau du bas.
Teneur en eau mesurée <i>in situ</i> à la plaque chauffante	<ul style="list-style-type: none"> mauvaise température de séchage mesure de masse imprécise calculs imprécis lisibilité insuffisante de l'équipement. 	<ul style="list-style-type: none"> ajuster la température de séchage procéder à un nouvel essai.
Densité humide mesurée <i>in situ</i> au gamma-densimètre	<ul style="list-style-type: none"> calibration non effectuée corrélation non effectuée matériaux incompatibles dans le sol utilisateur non agréé. 	<ul style="list-style-type: none"> recalibrer la machine déterminer des comptages standards procéder à un nouvel essai choisir une méthode alternative, adaptée à ces matériaux.
Densité humide <i>in situ</i> par remplacement avec du sable	<ul style="list-style-type: none"> densité du sable utilisé non déterminée correctement appareil non calibré correctement calibration de la surface nécessaire pour des surfaces irrégulières trop petit volume d'échantillon mesure de masse imprécise calculs imprécis. 	<ul style="list-style-type: none"> déterminer à nouveau la densité globale au sable procéder à un nouvel essai et effectuer une calibration de la surface procéder à un nouvel essai et obtenir un plus grand volume d'échantillon.
Densité humide <i>in situ</i> par fonçage de cylindre	<ul style="list-style-type: none"> cylindre de fonçage non-calibré en termes de volume mesure de masse imprécise calculs imprécis bois ou gravier rencontrés au niveau de l'échantillon. 	<ul style="list-style-type: none"> calibrer les cylindre de fonçage en termes de volume procéder à un nouvel essai réaliser une procédure alternative.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Adaptation du projet après des résultats d'essais non-conformes

Lorsque l'équipement, le personnel et les procédures respectent les exigences spécifiées, et lorsque le résultat des essais n'est pas conforme pour un respect des critères minimums imposés, une non-conformité est généralement notifiée. Des résultats d'essais non conformes ou des non-conformités identifiées nécessitent une action de la part du responsable qualité, de manière à résoudre le problème en mettant en œuvre des actions correctives. Les conséquences de résultats non-conformes nécessitent une analyse et une décision sur la base des exigences spécifiées, d'un examen visuel et d'un avis d'ingénierie. La correction dépend de son caractère acceptable, mais est très spécifique de l'emplacement du matériau et du problème rencontré. Une action corrective pour empêcher la répétition de la non-conformité est une partie essentielle de l'assurance qualité et du contrôle qualité.

Conséquences et options concernant les essais non conformes sont décrits ci-dessous. On établit des distinctions au niveau des exigences relatives aux matériaux, à la teneur en eau et au taux de compactage. De manière à réduire la probabilité d'essais non conformes, la procédure d'essais doit être divisée en davantage de phases, des essais préliminaires grossiers dans la zone d'extraction des matériaux, jusqu'aux essais finaux après la mise en place et le compactage. Pour réduire les conséquences d'essais non-conformes, les options curatives doivent être examinées à l'avance et décrites dans le programme du projet. Les tableaux 10.19, 10.20 et 10.21 identifient les résultats d'essais non conformes ainsi que les actions correctives potentielles.

Tableau 10.19 Options après avoir enregistré des résultats d'essais non conformes au niveau du sol (exigences en termes de matériaux)

Essai	Anomalie	Options
Résistance à l'érosion	Trop faible	<ul style="list-style-type: none"> ne pas employer ce sol comme couche supérieure.
Teneur en matériaux organiques	Trop élevée	<ul style="list-style-type: none"> anticiper le tassement de la digue en ajoutant une hauteur supplémentaire utiliser une couche de sol ou de sous-sol pour couvrir les fentes de contraction.
Teneurs en sels dissous	Trop élevées	<ul style="list-style-type: none"> ne pas utiliser ce sol dans des canaux d'eau douce ou potable.
Teneur en carbonate de calcium	Trop élevée	<ul style="list-style-type: none"> anticiper le tassement de la digue en ajoutant une hauteur supplémentaire.
Pourcentage d'éléments fins (< 2 µm)	Trop élevé	<ul style="list-style-type: none"> mettre en place une couche de sol ou de sous-sol pour développer une couverture végétale.
Pourcentage d'éléments fins (< 2 µm)	Trop faible	<ul style="list-style-type: none"> mettre en place une couche de sol ou de sous-sol pour développer une couverture végétale vérifier si le sol n'est pas trop sableux.
Toxicité	Trop élevée	<ul style="list-style-type: none"> dégager les matériaux contaminés et les isoler remplacer par des matériaux acceptables.
Couleurs extrêmes/fortes odeurs/impuretés/ lentilles ou couches de sable	L'une de ces caractéristiques est présente	<ul style="list-style-type: none"> extraire les matériaux contaminés et les isoler remplacer par des matériaux acceptables mettre de côté les sols contenant des impuretés, afin de recueillir l'avis d'un expert.

Tableau 10.20 Options après l'enregistrement d'essais non-conformes dans des sols argileux (teneur en eau)

Essai	Anomalie	Options
Teneur en eau	Le sol est trop humide	<ul style="list-style-type: none"> sécher le sol sous l'action du soleil ou du vent sécher le sol en dépôts peu épais au-dessus de la nappe phréatique mettre en place des couches ou des tranchées de drainage utiliser du sol provenant d'une autre zone d'emprunt.
Teneur en eau	Le sol est trop sec	<ul style="list-style-type: none"> casser les mottes sèches contre une surface dure ajouter de l'eau et recommencer le travail.

Tableau 10.21 Options après l'enregistrement d'essais non-conformes au niveau des sols (taux de compactation)

Essai	Anomalie	Conséquences/options
Taux de compactage de la couche supérieure	Trop faible	<ul style="list-style-type: none"> effectuer des passages supplémentaires du compacteur anticiper le tassement de la digue en ajoutant une hauteur supplémentaire anticiper l'instabilité de la digue en diminuant les pentes des talus.
Taux de compactage de la couche profonde	Trop faible	<ul style="list-style-type: none"> décaper la couche supérieure et effectuer à nouveau le compactage anticiper le tassement de la digue en ajoutant une hauteur supplémentaire anticiper l'instabilité de la digue en diminuant les pentes des talus
Taux de compactage	Résultats des essais imprécis	<ul style="list-style-type: none"> effectuer de multiples types d'essais tester des échantillons de plus grande dimension.
Nombre de passages lors du compactage des matériaux	Trop faible	<ul style="list-style-type: none"> tester l'effet du nombre de passages de compacteur tester l'impact de différents compacteurs appliquer des passages supplémentaires de compacteur.

10.4.3 Matériel et opérations élémentaires

L'équipement de construction mis en œuvre pour la construction des digues est communément employé par les autres activités de génie civil, comme la construction de routes, de voies ferrées, de réseaux publics ou de bâtiments. Les différences principales sont que dans le cas d'une digue, des considérations spécifiques sont nécessaires pour s'assurer de la perméabilité et de la stabilité du talus, et plus généralement pour prendre en compte les conditions hydrauliques.

La section 10.4.3 énumère et décrit des types habituels de matériel utilisés pour la construction des différentes étapes de la réalisation d'une digue, comprenant notamment les capacités classiques, ainsi que les avantages et les inconvénients de chaque type d'équipement.

Le matériel utilisé pour la construction d'une digue correspond aux cinq catégories de base suivantes, examinées dans les sous-sections ci-dessous :

- coupe et dessouchage des végétaux et des arbres existants, et mise en place une couverture végétale (cf. section 10.4.3.1) ;
- décapage et excavation, mise en place et remblaiement (cf. section 10.4.3.2) ;
- chargement et transport (cf. section 10.4.3.3) ;
- compactage du sol (cf. section 10.4.3.4) ;
- traitement du sol et mise en place de palplanches ou de parois moulées (cf. section 10.4.3.5).

Il existe certains types de matériels (tels que les scrapers ou les compacteurs autotractés) qui peuvent être employés dans plusieurs catégories. Il existe également tout un ensemble d'équipements basés en mer ou adaptés aux cours d'eau (la plupart du temps montés sur des barges), dont la fonction est identique à celle des équipements basés à terre.

Certaines des questions sous-jacentes devant être examinées dans le choix du matériel, et qui sont spécifiques de la construction des digues, sont notamment :

1. l'équipement est-il d'une taille et d'une puissance suffisantes ? Possède-t-il la stabilité nécessaire pour remplir la fonction voulue, y compris notamment pour emprunter en toute sécurité des pentes difficiles ou des voies d'accès instables ?
2. la capacité de l'équipement est-elle adaptée pour garantir une bonne exécution du travail ? Par exemple, y a-t-il suffisamment de camions affectés pour maintenir l'efficacité du remblaiement et du compactage ? Y a-t-il trop de camions, provoquant des files d'attente ou des embouteillages sur le remblai ?

3. les différents matériels sont-ils compatibles entre eux ? Par exemple, le chargeur peut-il atteindre la partie supérieure des bords latéraux des camions de transport ?
4. le poids et les dimensions du matériel sont-ils compatibles avec la taille, le type et la hauteur du remblai construit ? Par exemple, le type de compacteur est-il en mesure d'obtenir la densité voulue sans orniérage ni cisaillement des fondations du remblai ? Comme les remblais trapézoïdaux se rétrécissent en partie haute, il est alors fréquemment nécessaire de changer pour un matériel plus petit et plus facilement manœuvrable ;
5. le matériel peut-il manipuler les matériaux de remblaiement de la digue ? Des argiles plastiques peuvent être extraites plus facilement avec des accessoires particuliers ou des dents sur le godet. La facilité de manipulation dépend de la teneur en eau du matériau de remblaiement. Rouler avec des pneus sur une argile humide est déconseillé. Un compacteur à pied de mouton est inadapté au compactage de l'argile dans des climats froids et humides (par exemple les Pays-Bas ou la Norvège), mais peut être utile sous des climats secs et chauds (par exemple dans le sud de la France ou en Thaïlande).

10.4.3.1 Gestion des végétaux

Le tableau 10.22 décrit le matériel utilisé pour intervenir sur la végétation. Cela comprend l'abattage des arbres et des buissons, ainsi que le matériel utilisé pour répartir les semis de couverture végétale et les paillis.

10.4.3.2 Matériel pour décapage, extraire, remblayer et mettre en place

Le tableau 10.23 présente les matériels destinés au décapage, à l'extraction, au remblaiement et à la mise en place du sol.

Le décapage consiste en l'enlèvement de 12 à 50 centimètres de sols organiques ou de racines, de manière à atteindre les couches stables et inorganiques sous-jacentes devant servir de fondation à la digue.

L'extraction est l'enlèvement de matériaux, de sol et de roches, soit pour obtenir des matériaux devant être utilisés ailleurs au niveau des remblais, soit pour créer la géométrie voulue du remblai et ses éléments associés (notamment drains ou tranchées intérieures).

Le remblaiement est la répartition de matériaux en couches d'épaisseur uniforme pour construire les digues et leurs éléments associés.

La mise en place correspond à la mise en place des matériaux sans obligation de spécification précise.

Certains des équipements décrits à la section 10.4.3.3, tels que les chargeurs sur chenilles ou sur roues, peuvent également assurer l'extraction (des talus ou des stocks) et mettre en place les matériaux.

Matériel de chargement et de transport

Le tableau 10.24 décrit le matériel utilisé pour charger et transporter la terre et les matériaux rocheux vers le talus.

Les autres matériels déjà décrits précédemment, y compris les décapeuses, les pelles mécaniques et les grues à godets ou grappins, peuvent être utilisés pour l'extraction.

Compactage

Le tableau 10.25 décrit le matériel utilisé pour densifier les matériaux *via* l'emploi de compacteurs statiques (gravité), vibrants et/ou de malaxage, destinés à obtenir la densité voulue. Dans des pays présentant un climat chaud et sec, un matériel différent peut être préférable à celui mis en œuvre dans des pays froids et humides.

Traitement du sol *in situ*, parois moulées et installation de palplanches

Le tableau 10.26 décrit le matériel utilisé pour ajuster la teneur en eau des sols, pour permettre d'améliorer le processus de compactage, et/ou mélanger les matériaux ou incorporer des matériaux supplémentaires. Il comprend également la mise en place de palplanches (plates ou en H).

Tableau 10.22 Propriétés de l'équipement de gestion de la végétation

Type	Photographie	Utilisations dans la construction des digues	Avantages	Inconvénients	Remarques	Classification
Tronçonneuse <i>source : USACE</i>		<ul style="list-style-type: none"> Abattage des arbres et des autres végétations ligneuses. 	Les tronçonneuses peuvent être particulièrement utiles pour des sites étroits et encombrés, pour abattre des arbres.	Une coordination très stricte et des dispositions en matière de sécurité sont nécessaires.	Des opérations de tronçonnage accompagnent fréquemment l'abattage si les arbres retirés sont grands et possèdent une valeur marchande.	Les tronçonneuses ont des barres de coupe allant de 20 à 60 cm.
Engin de débardage <i>source : John Deere</i>		<ul style="list-style-type: none"> Retirer et charger les arbres abattus et les bûches. 	Les engins de débardage peuvent manipuler et charger de grandes bûches.	Les engins de débardage à pneus endommagent sérieusement les fondations en terre.	Généralement utilisés lors des opérations de tronçonnage.	Les engins de débardage sont généralement d'une puissance de 150 kW.
Cisailles et haches hydrauliques <i>source : Memphis district, USACE</i>		<ul style="list-style-type: none"> Coupe et manipulation des arbres. 	Les cisailles peuvent à la fois couper et maintenir les arbres. Elles peuvent compenser le danger d'abattage des arbres à la tronçonneuse.	Risques de chute de l'arbre pour l'opérateur.	Celles-ci sont utilisées lorsque l'opération est importante et étendue.	Les cisailles sont fournies comme accessoire de pelles hydrauliques ou de bulldozers. Elles peuvent couper des arbres de 20 à 60 cm de diamètre.
Équipement d'ensemencement hydraulique <i>source : Jerry Otto</i>		<ul style="list-style-type: none"> Employé pour répartir et ensemer de nouvelles graines de pelouse, apporter de l'engrais ou disperser un paillage. 	Utilisé pour répartir des amendements, des graines ou du paillage sur de grandes surfaces du talus achevé.	Opérer en terrain accidenté peut provoquer un renversement.	Les graines, la chaux, les fertilisants et des fixatifs végétaux à base de gomme sont les produits les plus fréquemment associés à l'ensemencement hydraulique. Des dispositifs de paillage sont posés mécaniquement.	Nécessite une mise en œuvre avec un camion-citerne, soit monté directement, soit avec remorque.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 10.23 Propriétés de l'équipement de décapage, excavation, d'épandage et de pose

Type	Photographie	Utilisations dans la construction des digues	Avantages	Inconvénients	Remarques	Classification
Bulldozer (sur chenilles) <i>source : Stephanie Terry</i>		Principales utilisations : <ul style="list-style-type: none"> Extrait le sol Déplacer des rochers. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> Déplacement ou répartition des matériaux Traction de compacteurs, de charriots versoir ou à disque 	Grande variété de tailles et de puissances disponibles.	Doit être transporté sur les routes publiques sur une plate-forme basse.	Grande variété d'accessoires (notamment défonceuses ou lames).	Classé par gammes de puissance. Typiquement entre 50 et 600 kW.
Scraper (auto-tractionné) <i>source : Kevin McCollough</i>		Principales utilisations : <ul style="list-style-type: none"> Extraction de sol, de même que de roches altérées ou « ripées ». Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> Dépôts et épandages de matériaux de remblai 	Certains modèles peuvent charger eux-mêmes les dépôts et assurer des épandages par phases à l'épaisseur souhaitée.	Chers à mettre en œuvre et nécessité d'un démontage pour se déplacer sur les routes publiques (plate-forme basse).	Les pelles hydrauliques, plus polyvalentes, leur sont préférées.	Classement en fonction de la gamme de puissance et des capacités. Typiquement entre 250 et 450 kW ainsi qu'entre 10 et 35 m ³ .
Scraper (tractionné) <i>source : Stephanie Terry</i>		Comme précédemment.	Peut être utilisé en association avec des bulldozers.	Nécessite une certaine forme de puissance de soulèvement de la part de l'équipement utilisé en parallèle.	Comme précédemment.	Classement en fonction des capacités. Généralement moins de 10 m ³ .

Type	Photographie	Utilisations dans la construction des digues	Avantages	Inconvénients	Remarques	Classification
Pelle mécanique (sur chenilles) <i>source : Stephanie Terry</i>		Principales utilisations : <ul style="list-style-type: none"> Extraction de sols et de roches, ainsi que chargement des camions et creusement de tranchées. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> Mise en place de revêtements rocheux et d'autres matériaux remblai Déchargement et mise en place de canalisations ou d'autres équipements de tranchées. 	<ul style="list-style-type: none"> Une grande variété de tailles et de puissances sont disponibles Peut atteindre des lieux étroits, ainsi que passer au-dessus d'emplacements mous ou inadaptes Disponible avec une vaste gamme d'accessoires destinés notamment à creuser, compacter, lever ou couper. 	<ul style="list-style-type: none"> Danger de balancement pour le personnel et les lignes électriques Peut se retourner si trop chargée ou en traversant des terrains instables Doit être transportée sur des plate-formes basses pour emprunter les routes publiques. 	Il s'agit de l'une des classes les plus polyvalentes d'équipement disponible pour travailler sur les digues.	Typiquement entre 40 et 300 kW ainsi qu'entre 0,15 et 3,5 m ³ .
Pelles (sur roues) et combinaisons pelleuse/chargeur <i>source : Jacob Chavez</i>		Comme précédemment.	Peuvent assurer un transport en autonomie vers et en provenance du site du chantier.	Comme ci-dessus. Les pelles sur roues ne sont normalement utilisées que lorsque d'autres engins sur roues (camions) peuvent accéder.	Comme précédemment.	Classement selon un ensemble de facteurs, dont la gamme de puissance et la taille du godet – entre 50 et 75 kW, ainsi qu'entre 0,15 et 1,5 m ³ .
Grue avec système de dragage ou godet grappin <i>source : Stephanie Terry</i>		Principales utilisations : <ul style="list-style-type: none"> Extraction de sols, particulièrement sous le niveau de l'eau ou dans les terrains très mous. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> Levage et mise en place de canalisations ou d'éléments associés Chargement de matériaux Mise en place de revêtements. 	Peut être utilisée pour obtenir des rayons d'action importants au niveau de la zone de travail, y compris sous l'eau.	Transport et mise en place sont chers et difficiles.	Les pelles hydrauliques, de grande portée leur sont maintenant préférées.	Classement selon la taille du godet. Typiquement entre 1 et 2 m ³ , mais pouvant être beaucoup plus grand pour des dragages importants.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 10.24 Propriétés des équipements de chargement et d'acheminement

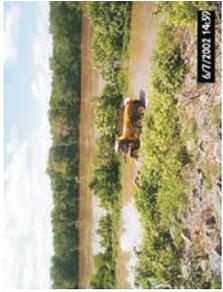
Type	Photographie	Utilisations dans la construction des digues	Avantages	Inconvénients	Remarques	Classification
Chargeur sur chenilles <i>source : Kirk Dailey</i>		Principales utilisations : <ul style="list-style-type: none"> Extraction de matériaux des pentes ou des zones de dépôt Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> Sur de très courtes distances, peut également transporter, déposer et épancher. 	<ul style="list-style-type: none"> Se présente sous la forme d'une grande variété de tailles et de gammes de puissance. Peut être adapté à l'extraction de sols durs ou détremés, ainsi qu'à des roches ripées. 	Doit être transporté sur les routes publiques sur une plateforme basse.	Les pelles mécaniques leur sont maintenant préférées.	Classé par gamme de puissance et taille de godet. Typiquement entre 50 et 150 kW et entre 0,5 et 3 m ³ .
Chargeur sur roues <i>source : Carlos Clarke</i>		Comme précédemment.	Comme précédemment.			Classé par gamme de puissance et capacité. Typiquement entre 50 et 1 000 kW et entre 1 et 10 m ³ .
Camion <i>source : USACE</i>		Principales utilisations : <ul style="list-style-type: none"> Transport de matériaux sur les routes publiques et les voies d'acheminement. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> Aucunes 	<ul style="list-style-type: none"> Peut emprunter les routes publiques Facilement disponible dans une grande variété de tailles et configurations d'essieux. 	Accès difficile sur des terrains irréguliers ou des voies d'acheminement mal entretenues.	La méthode de transport des matériaux la plus polyvalente et la plus facilement disponible.	Classé par gamme de puissance, nombre d'essieux et capacité de transport (poids ou volume). Typiquement entre 50 et 500 kW, entre 1 et 3 essieux, et entre 1 à 25 m ³ ou entre 1 à 70 tonnes.
Tombereau en dehors des routes <i>source : USACE</i>		Principales utilisations : <ul style="list-style-type: none"> Transport de matériaux sur le site. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> Aucune. 	<ul style="list-style-type: none"> Peut traverser des terrains irréguliers et des pentes raides Peut transporter rapidement de grands volumes. 	Ne peut pas être utilisé sur les routes publiques.	Disponible dans des versions articulées (cabine/conducteur par rapport au chargement) pour une manœuvrabilité et une sécurité accrues.	Classé par ses capacités. Typiquement moins de 10 m ³ .

Tableau 10.25 Propriétés des équipements de compactage

Type	Photographie	Utilisations dans la construction des digues	Avantages	Inconvénients	Remarques	Classification
Rouleau lisse de compactage statique <i>source : USACE</i>		Utilisations principales : <ul style="list-style-type: none"> • Compactage des matériaux granulaires. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> • « fermeture » de matériaux de remblai pour empêcher l'intrusion de l'eau. 	Polyvalent pour une utilisation sur un grand nombre de matériaux. Disponible dans un grand nombre de tailles et de types.	Se retournant ou glissant facilement en terrain accidenté.		Classé par gamme de puissance, nombre et types d'axes ou de rouleaux, ainsi qu'en fonction du poids. Typiquement entre 50 et 100 kW, 5 et 40 tonnes, avec un à trois rouleaux en acier et ou des axes pneumatiques.
Rouleau à pied dameur statique (pied de mouton) <i>source : Jerry Otto</i>		Utilisations principales : <ul style="list-style-type: none"> • Compactage et malaxage de matériaux argileux. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> • Assurer une pénétration et un ancrage dans les apports précédents. 	Fournit un travail à la fois de compactage et de mélange.	Doit habituellement être lesté et contrôlé attentivement (vitesse et nombre de passages) pour garantir un compactage optimal.	Ces dispositifs peuvent se présenter tractés, autotractés, et en association de conceptions pneus caoutchouc et pieds de damage statiques.	Les modèles autotractés sont classés par une variété de facteurs, y compris la gamme de puissance, le poids, ainsi que le nombre ou le type de rouleaux ou de roues. Typiquement entre 100 et 300 kW, 10 et 40 kg, et un ou deux rouleaux. Les modèles sont classés par poids, classiquement variant jusqu'à 45 tonnes. Se reporter au classement des rouleaux lisses statiques ou autotractés pour plus de détails.
Rouleaux vibrants (à la fois rouleau lisse et à pieds dameurs) <i>source : Stephanie Terry</i>		Utilisations principales : <ul style="list-style-type: none"> • Compaction d'un grand nombre de sols et de types d'agrégats. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> • Comme précédemment. 	Peut être utilisé avec ou sans vibration Généralement plus léger et plus transportable que les rouleaux statiques.	Souvent mal utilisé sur des types de sols ou dans des conditions d'humidité n'étant pas adaptées à un travail par vibration (notamment limons ou matériaux à haute teneur en eau).		Classé par gamme de puissance, poids, nombre et rouleaux ou d'essieux, ainsi que selon la puissance centrifuge ou dynamique disponible. Typiquement entre 20 et 150 kW, 10 et 20 tonnes, un à deux rouleaux en acier et/ou des axes pneumatiques, ainsi que de 2 000 à 20 000 kg.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Type	Photographie	Utilisations dans la construction des digues	Avantages	Inconvénients	Remarques	Classification
<p>Compacteur à pneus</p> <p>source : Joseph Koester, USACE</p>		<p>Principales utilisations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Compactage d'un grand nombre de sols. <p>Utilisations secondaires :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grands modèles (50 t) également utilisés pour sassurer du maintien de l'horizontalité des fondations et permettre une bonne portance. 	<p>Fournit un certain niveau de mélange et de malaxage pour des sols à grains fins.</p> <p>Un bon choix pour compacter des sables et des graviers drainants.</p>	<p>Les grands modèles sont difficiles à manoeuvrer.</p>	<p>Disponible sous forme tractée ou autotractée.</p> <p>Cette catégorie comprend également des rouleaux tractés avec de grands pneus et armatures pouvant être lestés (classique de l'ordre de 40 tonnes) pour permettre de s'assurer de la planéité des sols de fondations et des remblais.</p>	<p>Classé par gamme de puissance, poids, et disposition des roues. Typiquement entre 50 et 150 kW, 10 et 20 tonnes, avec trois ou quatre pneus sur chaque essieu.</p>
<p>Engin sur chenilles</p> <p>source : Pierre Hingle</p>		<p>Principales utilisations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Compactage des sols pouvant être travaillés par voie de compactage statique. <p>Utilisations secondaires :</p> <ul style="list-style-type: none"> • fermeture des remblais contre les intrusions d'eau • Fourniture d'une texture de surface plus rugueuse au niveau des talus, de manière à retarder l'érosion. 	<p>Ces tâches (compactage, scellement, formatage de surface) peuvent être secondaires par rapport à l'extraction, au décapage et à l'épandage.</p>	<p>Le travail de compactage est limité par la pression sur le sol et le poids statique de l'équipement.</p>	<p>De nombreuses digues élevées constituées d'argiles très plastiques ne nécessitent qu'un compactage au bulldozer.</p>	<p>Classé par gamme de puissance, (bulldozers et chargeurs sur chenilles ci-dessus). La pression exercée sur le sol peut également être calculée en utilisant le poids en fonctionnement (de 5 000 à 100 000 kg) et la surface de contact des chenilles (de 1 à 6 m²).</p>
<p>Compacteur autotracté</p> <p>source : Michael Siu</p>		<p>Principales utilisations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Compactage d'un grand nombre de sols différents. <p>Utilisations secondaires :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Épandage des matériaux. 	<p>Machines à double usage.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Il convient de veiller à limiter les tâches soit à l'épandage, soit au compactage, de manière à s'assurer d'une densité uniforme de talus. • Facilement mal employés sur des types de sols inadaptés. 	<p>Disponibles dans une variété de types de rouleaux, de configurations, de poids et de tailles.</p>	<p>Classés par gamme de puissance, de poids, de nombre et de type de rouleaux et de roues, ainsi que d'absence ou de présence de capacité vibrante.</p> <p>Typiquement entre 150 et 400 kW, 15 et 40 tonnes, de un à trois rouleaux ou pieds de dommage, ou rouleaux lisses ou pneus. Certains modèles permettent aussi un compactage par vibration.</p>

Type	Photographie	Utilisations dans la construction des digues	Avantages	Inconvénients	Remarques	Classification
Équipement de compactage manipulé à la main <i>source : USACE</i>		<p>Principales utilisations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Compactage des sols de talus lorsque l'utilisation d'équipements plus larges peut se révéler trop lourde ou peut d'une autre manière endommager les ouvrages ou les canalisations situés à proximité. 	Peut-être plus étroitement contrôlé que des équipements plus grands sur roues ou sur chenilles.	<ul style="list-style-type: none"> • Travail de compactage et zone travaillée limités • Des couches moins épaisses de mise en place de talus sont nécessaires. 	L'illustration montre à droite une pilonneuse, et à gauche un petit rouleau contrôlé à distance.	Variable – classement selon la force de compactage, classiquement entre 9 à 35 kN.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 10.26 Propriétés du matériel utilisé pour le traitement du sol et l'installation de palplanches

Type	Photographie	Utilisations dans la construction des digues	Avantages	Inconvénients	Remarques	Classification
Labourage avec charnue à versoir ou à disque <i>source : Stephanie Terry</i>		Principales utilisations : <ul style="list-style-type: none"> Aération des sols pour ajuster la teneur en eau avant d'effectuer un travail de compactage. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> Mélanges de différents matériaux hétérogènes. Scarification de phases antérieures déjà compactées, pour s'assurer de la cohérence avec la phase suivante. 	Facilite le travail de compactage.	L'engin peut être à l'étroit lorsque le profil du remblai se rétrécit.	Il s'agit essentiellement de dispositifs tractés, mais il existe de nombreuses variantes pour engins sur roues ou chenilles	En raison de la grande diversité des dispositifs de cette catégorie, il n'existe pas de caractéristiques classiques de classification. La barre de traction à puissance hydraulique de l'unité de remorquage (véhicule sur chenilles ou sur roues) doit être adaptée au dispositif tracté et aux conditions de sol.
Camion d'arrosage ou d'épandage de chaux <i>source : Pierre Hingle</i>		Principales utilisations : <ul style="list-style-type: none"> Ajuste la teneur en eau. Utilisations secondaires : <ul style="list-style-type: none"> Épandage de matériaux supplémentaires. 	Peut être effectué sur un talus de remblai.	Des essais en temps réel ou des indices visuels sont nécessaires à titre de contrôle.		Classé par gamme de puissance, nombre d'essieux et capacité. Typiquement entre 50 et 500 kW, de deux à trois essieux, et une contenance de 5 000 à 15 000 l.
Matériel de mélange de sols <i>source : Yvonne Gibbons</i>		<ul style="list-style-type: none"> Améliore la résistance et diminue la perméabilité des sols existants. 	Le mélange de sols <i>in situ</i> permet d'améliorer les propriétés en profondeur des sols sans une extraction et un remplacement complets.	Le mélange de sol <i>in-situ</i> nécessite une méthode indirecte et plus sophistiquée de suivi et de contrôle.	Le ciment ou la bentonite sont les types de complément de sol les plus courants utilisés au niveau des mélanges de sol.	Généralement déployé sous la forme d'accessoires hydrauliques de pelles hydrauliques, et classé en fonction du type spécifique de matériau devant être mélangé, ainsi qu'en fonction du diamètre et de la profondeur de mélange nécessaires.
Équipement de fonçage de palplanches <i>source : USACE</i>		<ul style="list-style-type: none"> Installation de palplanches imbriquées ou en H. 	L'équipement de fonçage permet l'insertion de palplanches acier et vinyle à travers les horizons de sol, de façon à atteindre la roche ou des couches plus favorables.	Il s'agit d'opérations dangereuses, intervenant dans un contexte de haute énergie et à grandes hauteurs.	On utilise à la fois des méthodes à énergie d'impact et à énergie vibratoire.	Les marteaux vibrants sont classés par leur force de fonçage, entre 20 et 9 000 kN. Les marteaux à impact sont classés par leur énergie de fonçage, entre 10 et 1000 kN.m.

Encadré 10.15 Matériels spécialisés



Figure 10.19 **Solution aux infiltrations avec un mélange renforcé de sols à Marysville, en Californie, aux États-Unis**
(source : USACE)

Une maîtrise des infiltrations est nécessaire dans des régions telles que le secteur de Sacramento, où les sols sableux nécessitent des parois de séparation, parfois jusqu'à des profondeurs de 35 mètres. Cela peut comprendre l'utilisation de sols mélangés avec du ciment et de la bentonite, apportant de manière classique une paroi moulée d'un mètre d'épaisseur à travers l'axe central de la digue, obligeant le maître d'œuvre à développer une conception à partir des sols du site, avec pour objectif de se conformer à la résistance et à la perméabilité prévues. De telles conceptions nécessitent des délais suffisants pour mener à bien l'analyse à différents niveaux d'hydratation du ciment et nécessitent généralement la construction d'une section de test pour vérifier la conformité contractuelle.

10.5 MÉTHODES DE CONSTRUCTION

Ayant examiné dans la section précédente les aspects touchant aux constructions en terre, la présente section se concentre maintenant sur les méthodes de construction à l'échelle de la digue. Les points traités sont :

- la construction de planches d'essai de digue (cf. section 10.5.1) ;
- les étapes de construction (cf. section 10.5.2), principalement concernant les nouvelles digues ;
- les différences entre travaux neufs, d'adaptation, de réparation ou de mise hors service (cf. section 10.5.3) ;
- l'auscultation d'une digue lors de la construction (cf. section 10.5.4) ;
- l'intégration d'éléments autres qu'en terre au sein des digues (cf. section 10.5.5) ;
- les approches concernant la réparation des canalisations et des ponceaux (cf. section 10.5.6)

10.5.1 Planche d'essai de digue

C'est un fait bien établi que le compactage modifie les propriétés physiques des sols. Les caractéristiques souhaitées d'un remblai compacté sont une faible compressibilité et une forte résistance au cisaillement. De plus, une faible perméabilité est essentielle pour des remblais compactés d'ouvrages de rétention d'eau comme les digues. Comme mis en valeur au tableau 10.16, il existe différentes normes de compactage en laboratoire et différentes manières d'effectuer un compactage lors de la mise en œuvre des remblais. Pour être utilisé de façon efficace, le compactage doit être adapté au type de sol, au niveau d'humidité, ainsi qu'à l'environnement à venir du remblai compacté. Une grande variété d'équipements mécaniques (cf. section 10.4.3.4) est disponible pour le compactage des sols, mais le type de sol et les caractéristiques d'humidité dictent le plus souvent le matériel et la méthode utilisés. Le choix de l'équipement de compactage dépend aussi de la fonction prévue pour le remblai compacté. La nécessité d'une faible perméabilité au sein d'ouvrages de rétention d'eau interdit l'utilisation d'équipements ou de méthodes produisant un effet « mille-feuilles » au sein du remblai compacté. Des variations substantielles de densité entre couches doivent aussi être évitées si l'on souhaite obtenir un remblai homogène.

Aucun dispositif de compactage n'est totalement adapté à l'ensemble des types de sols et de situations. Il est de bonne pratique de construire une planche d'essai de digue sur le terrain pour sélectionner les meilleurs types d'équipements et les épaisseurs optimales des différentes couches, et pour valider la faisabilité des hypothèses de conception et des spécifications de mise en œuvre. Ce qui doit être fait avant de démarrer la construction de la digue proprement dite. La taille, le poids, l'effort de compactage et le type de dispositif de compactage, de même que le type de matériau et l'épaisseur des différentes couches, sont tous des variables devant être prises en compte au niveau d'une planche d'essai. Celle-ci ne supprime pas la nécessité d'un bon contrôle de la qualité, mais fournit au maître d'œuvre et au concepteur des informations utiles sur les performances des matériaux choisis pour la digue et sur l'équipement utilisé pour le remblaiement et le compactage de ces matériaux. Les figures 10.20 à 10.25 présentent différentes étapes en lien avec les planches d'essai de digues et avec l'évaluation du compactage du sol.

Les planches d'essai sont utilisées pour évaluer et vérifier :

- le processus de maîtrise de la teneur en eau ;
- l'efficacité du terrassement dans les zones d'emprunt ;
- l'épaisseur acceptable des couches ;
- la taille maximum autorisée des pierres au sein des couches de remblai ;
- le processus de mélange pour obtenir une humidité homogène ;
- le caractère adapté de l'équipement de compactage ;
- le nombre de passages nécessaires pour obtenir la densité spécifiée ;
- les relations humidité/densité sur le terrain ;
- l'adéquation des opérations de contrôle et d'assurance qualité ;
- la préparation à des conditions climatiques changeantes ;
- l'adéquation des méthodes de liaison entre couches et raccordement à une digue existante ;
- l'évaluation du compactage autour d'éléments ou d'ouvrages particuliers.



Figure 10.20 **Épandage de matériaux en vrac en une couche uniforme avant compactage**
(source : USACE)



Figure 10.21 **Épandage de matériaux d'emprunt pour déterminer la bonne épaisseur de chaque couche d'épandage avant compactage. Des piquets en bois sont employés pour contrôler l'épaisseur de chacune des couches**
(source : USACE)



Figure 10.22 **Compactage de matériaux avec un rouleau de damage remorqué, de manière à déterminer les valeurs acceptables d'humidité pour obtenir une densité spécifique**
(source : USACE)



Figure 10.23 **Compactage d'un remblai imperméable par l'utilisation d'un rouleau à pieds de mouton, de façon à déterminer l'épaisseur acceptable de chaque couche et le nombre de passages nécessaires pour obtenir la bonne densité**
(source : USACE)



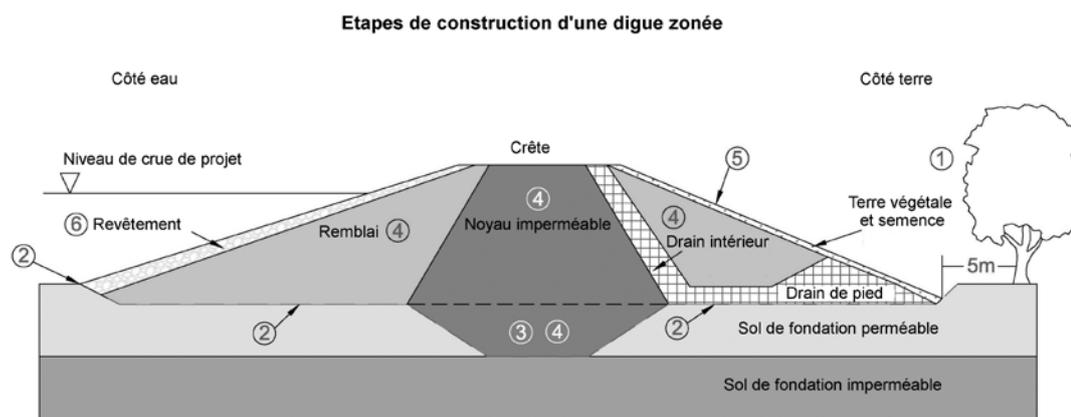
Figure 10.24 **Vérification du nombre de passages nécessaires d'un compacteur autotracteur pour obtenir la bonne densité. Ce type de machine compte pour deux passages, puisqu'il présente des rouleaux de compactage sur les deux essieux**
(source : USACE)



Figure 10.25 **Technicien de laboratoire utilisant un gamma-densimètre pour mesurer la densité de terrain après compactage**
(source : USACE)

10.5.2 Étapes de la construction d'une digue

La figure 10.26 présente les étapes successives de la construction d'une digue classique. Ces étapes de construction sont évoquées plus loin pour une digue neuve (cf. section 10.5.3.1). Un grand nombre de ces étapes s'applique également à l'adaptation d'une digue (cf. section 10.5.3.3) ou à une réparation de digue (cf. section 10.5.3.2).

**Légende :**

1. Retirer l'ensemble des arbres et des arbustes dans l'emprise de la digue plus une bande de cinq mètres. Arracher ou extraire l'ensemble des souches et des racines.
2. Décaper le sol de surface sur 12 à 50 centimètres.
3. Terrasser pour s'adapter à la topographie existante.
4. Mettre en place les zones de remblai conformément aux plans.
5. Mettre en place du sol de surface et un ensemencement du talus côté terre (peut également comprendre des mesures pour décourager les animaux fouisseurs).
6. Mettre en place un revêtement du talus côté eau (peut nécessiter une séparation par une couche filtre).

Figure 10.26 Étapes de construction à travers l'exemple d'une nouvelle digue

Les étapes classiques de la construction d'une digue présentées à la figure 10.26 peuvent être détaillées de la manière suivante :

Étape 1 : le nettoyage du site – comprend l'abattage de la végétation ligneuse et des buissons importants sur l'emprise de la digue. Des tronçonneuses, des engins de débardage et des accessoires spéciaux pour bulldozers et pelles hydrauliques, présentés au tableau 10.22, sont fréquemment utilisés pour ces tâches. Lorsqu'on a abattu les grands arbres avec des tronçonneuses, des engins de débardage sont employés pour tirer les parties les plus importantes des troncs et les évacuer pour être ensuite traitées. La tête des arbres, les plus petites branches et les arbustes sont généralement empilés pour être ensuite broyés, mis au compost ou brûlés.

Le dessouchage implique de sortir de terre et de retirer les plus grosses racines, de diamètre supérieur à cinq centimètres. Cela est normalement effectué en employant une griffe à racine fixée sur un bulldozer ou les dents d'un godet de pelle hydraulique, en raclant et passant au crible le terrain existant jusqu'à une profondeur d'environ quinze centimètres. Les souches sont également arrachées en procédant de cette façon, ou sont réduites en petits morceaux dans un broyeur de souches.

Étape 2 : le retrait du sol de surface, ou « décapage » - consiste en le retrait des couches de sol organique de l'emprise de digue préalablement dégagée et désouchée. Cela est normalement effectué en utilisant des bulldozers ou des pelles mécaniques, tel que présenté au tableau 10.23. L'épaisseur des matériaux « décapés » varie, mais elle est généralement de 12 à 50 centimètres.

L'objectif est de retirer tous matériaux organiques ou « sol de surface » de l'emprise du remblai envisagé, puisque ces matériaux subissent des tassements ou des dégradations qui ne sont pas souhaitables, conduisant à des zones faibles ou instables au-dessous de la digue.

Étape 3 : l'excavation des matériaux est alors effectuée, pour (i) éliminer de la fondation de la digue les matériaux humides, peu résistants, ou inadaptés, (ii) adapter la topographie existante de manière à permettre un profil stable de digue, (iii) permettre la mise en place de réseaux publics ou de drains sous ou à l'intérieur de la digue, (iv) produire des matériaux d'« extraction » devant être utilisés pour la construction du remblai. L'extraction est effectuée en mettant en œuvre tout un ensemble de types d'équipement, comme décrit au tableau 10.23. Le plus fréquent est le bulldozer, qui peut retirer les matériaux de couverture et racler de nombreux types de roches altérées. Si des extractions de roches dures sont nécessaires, des marteaux-piqueurs, ainsi que des techniques de forage et d'explosif sont

prises en œuvre pour d'abord casser la roche. Des pelles hydrauliques, des chargeurs sur chenilles, des grues avec des câbles de traction ou des godets-grappins, de même que des décapeuses, sont également utilisées pour l'extraction, en fonction de la nature, de l'emplacement et du volume des matériaux impliqués.

Étape 4 : le remblaiement du talus comprend le dépôt contrôlé, l'épandage et le compactage des matériaux de remblai en terre ou composés de roches, jusqu'au niveau requis par les plans et les spécifications de la digue. Les matériaux concernés vont d'argiles « imperméables » et de matériaux de type limons, de sables calibrés et de filtres de gravier, jusqu'à de plus grands enrochements employés pour lutter contre le creusement des berges. Les matériaux rares ou onéreux, tels que des couches imperméables ou les filtres de sable, sont souvent construits en bandes verticales au niveau ou à proximité, de l'axe médian de la digue et sont flanqués des parties latérales constituées de matériaux plus facilement disponibles ou meilleur marché (parfois désignés du terme de remblai « tout venant ») pour obtenir un profil trapézoïdal équilibré de la digue en terre. Les matériaux de remblai sont transportés puis déposés par l'équipement décrit au tableau 10.24, épandus avec l'équipement décrit au tableau 10.23, et compactés par l'équipement décrit au tableau 10.25. Il est de bonne pratique de donner un profil par excès à chaque couche, de façon à qu'elle soit plus large que le profil théorique, et ceci pour s'assurer d'un compactage complet au niveau des bords du profil. Cette étape peut également nécessiter l'enlèvement des matériaux en excès, se trouvant en dehors des limites souhaitées pour le profil de digue.

Certaines de ces tâches, telles que le retrait de tout venant mis en place par erreur au niveau de zones imperméables ou de filtres de sable, doivent intervenir pendant la construction du remblai. D'autres, telles que la mise en forme finale des talus côté terre et côté eau de la digue, sont effectuées après que le remblai a été construit, de manière à faciliter la mise en place sans interruption du remblai, l'accès des engins et le contrôle de la géométrie finale du remblai.

L'étude de cas de l'encadré 10.16 montre une situation dans laquelle les matériaux de la digue existante ont eu à être temporairement retirés et les profils de digue surdimensionnés de manière volontaire pour permettre la construction d'un profil stable, de même que pour mettre en place un accès destiné à l'équipement devant livrer, épandre ou compacter les matériaux de talus. La digue construite, les zones surdimensionnées ont été retirées et les caractéristiques géométriques définitives ont été obtenues.

Étape 5 : la mise en place du sol de surface et la végétalisation comprennent le dépôt et l'épandage d'une couche de sol organique (une partie pouvant avoir été produite par les opérations de décapage décrites précédemment) sur les pentes exposées de la digue pour les besoins de l'ensemencement, en vue d'assurer la présence d'un tapis herbeux. Le sol de surface est normalement épandu par des bulldozers ou des pelles hydrauliques. Semer les graines, épandre les fertilisants ou un amendement du sol sont des tâches normalement effectuées par une machine hydraulique (*hydroseeder*), procédé permettant de disperser ces différents éléments en utilisant de l'eau. Certains types de paillage (paille, foin ou papier déchiqueté) ou des géocomposites synthétiques ou biodégradables sont mis en place pour apporter une protection temporaire contre l'érosion durant le développement de la couverture herbacée.

La réutilisation de la terre de surface provenant du site, plutôt que l'utilisation de matériaux venant d'autres sites, permet d'assurer que les graines présentes dans le sol de surface sont des espèces locales ou indigènes. Des mesures peuvent être prévues (*cf.* encadré 10.16) pour décourager les activités des animaux fouisseurs dans les zones où ils sont présents.

Étape 6 : le revêtement est en principe formé d'un enrochement, mis en place dans des secteurs où l'écoulement de l'eau ou les vagues pourraient éroder le talus en terre. Le revêtement peut également être maçonné en ciment ou formé de géotextiles. Les pierres de protection sont normalement mises en place par des pelles hydrauliques ou des grues disposant de godets-grappins, après que les pentes aient été ajustées et mises en forme. Il est souvent nécessaire de mettre d'abord en place une couche intermédiaire dans la succession des couches (c'est-à-dire des graviers ou de petites pierres de protection, souvent disposés au-dessus d'un géotextile) avant la couche finale, pour jouer le rôle de filtre empêchant que des matériaux fins provenant des couches inférieures du talus soient lessivés.

10.5.3 Types de construction de digues

Les bonnes pratiques touchant aux quatre types de construction de digue (nouvelle construction, réparation, adaptation et mise hors service) ont de nombreuses caractéristiques en commun. Elles dérivent ou sont adaptées d'autres travaux de terrassement tels que le creusement de fondations ou la construction de remblais, mais elles demandent une attention plus marquée à certains détails, comme indiqué dans les sections suivantes.

10.5.3.1 Nouvelle construction – créer des digues entièrement nouvelles

L'objectif essentiel de nouvelles constructions est d'effectuer le travail de façon efficace et économe, pour réduire le risque d'inondation de manière cohérente et rapide, tout en conservant des garde-fous environnementaux.

Il existe trois méthodes de mise en place des matériaux lors de la construction de nouvelles digues. Ces digues peuvent être homogènes, zonées ou élargies, comme indiqué à la section 3.3.1 :

1. compactée (le plus souhaitable – digue zonée) ;
2. semi-compactée (remblai mis en place à la teneur en eau naturelle, couches plus épaisses et compactage moins important) ;
3. non compactées (matériau « benné » ou remblai hydraulique).

Toutefois, les bonnes pratiques de construction des digues neuves impliquent généralement la mise en place ou l'examen minutieux des caractéristiques de fondation, pour ensuite procéder à la mise en place et au compactage maîtrisés des couches et des zones de la digue, en suivant la séquence logique de construction présentée ci-dessous.

La préparation des fondations comprend les points suivants :

- Dans les cas où les matériaux de fondation sont mous, il existe plusieurs alternatives en matière de construction de digue :
 - la mise en place lente et phasée des couches de digue, permettant un tassement naturel des fondations lors de la mise en place du remblai
 - la mise en place rapide des couches de digue, tout en suivant et contrôlant le tassement des couches sous-jacentes
 - le retrait ou stabilisation de sols mous de fondation, suivi(e) par la mise en place des couches de la digue
 - l'installation, s'il y a lieu, de couches de sable, de géotextiles ou de drains, de manière à améliorer la dissipation de la pression interstitielle au niveau des sols mous, suivie par la mise en place des couches de la digue.

L'ensemble des fondations doit être préparé par un abattage des arbres et des arbustes, en retirant les racines et les souches, de même qu'en décapant le sol de surface ou d'autres sols organiques :

- les surfaces des couches doivent présenter une pente permettant un écoulement des eaux ;
- une évacuation organisée de l'eau peut s'avérer nécessaire (par la mise en œuvre de puisards ou de puits) ;
- tous les efforts doivent être faits pour éviter de perturber les sols en place – le compactage ou d'autres améliorations des sols en place ne doivent uniquement être engagés que sous l'autorité du concepteur ;
- les vérifications et réceptions des fondations par le responsable de la construction ou l'ingénieur/concepteur, avant la mise en place des remblais ;
- lorsque cela est possible, il convient de travailler de l'amont vers l'aval et parallèlement à l'axe de la digue.

Les considérations de **séquençage du travail et de matériaux d'emprunt** comprennent les points suivants :

- si les deux côtés du cours d'eau doivent être protégés, il convient de progresser parallèlement des deux côtés du chenal ;
- les matériaux provenant de zones d'emprunt doivent être conditionnés à la source pour obtenir une teneur en eau proche de l'optimum ;

- les racines, les roches de trop grande taille et d'autres parties non-souhaitées doivent être retirées des matériaux d'emprunt à la source ;
- il convient de varier les voies de passage de l'équipement de transport au-dessus des couches de fondation et de digue, de manière à éviter la formation d'ornières ou un sur-compactage ;
- le compactage doit mettre en œuvre des types de rouleaux adaptés aux matériaux mis en place, tout en évitant de perturber des terrains adjacents ou sous-jacents.

Les considérations de **mise en place du remblai** comprennent les éléments suivants :

- opérer une distinction entre des remblais de matériaux cohésifs (argile, glaise, dépôts glaciaires) et de matériaux granulaires (sables et graviers). Les deux types de matériaux nécessitent une approche différente. Pour des matériaux cohésifs, le plus important est de contrôler attentivement la teneur en eau. Des aspects importants des matériaux granulaires sont la distribution de la taille des grains, la forme des grains et la résistance à l'écrasement ;
- pour des digues homogènes, il convient de mettre en place les matériaux fins vers le centre et les matériaux plus grossiers vers les talus ;
- concernant des digues zonées (le profil comprend plus d'un type ou d'une classe de matériaux (cf. figure 10.26), il convient de mettre en place les couches de drainage et les matériaux du cœur imperméable au-dessus et devant les matériaux de tout-venant ou d'épaulement rocheux, de manière à empêcher des contaminations mutuelles ;
- l'instrumentation de suivi (plaques de tassement, mesure de la pression interstitielle) doit être mise en place avant que le remblaiement de la digue n'intervienne, de manière à disposer de valeurs de référence ;
- le compactage doit être effectué après chaque couche. L'épaisseur des couches est déterminée par la nature des matériaux et le type de matériel de compactage utilisé.

D'autres considérations comprennent les points suivants :

- s'assurer d'une construction soignée du pied de talus de la digue, à l'endroit où elle rencontre le sol. Un bon compactage et une intégration des matériaux de digue dans le terrain présent dans cette zone sont importants pour atténuer les infiltrations, l'érosion interne ou une instabilité de la masse
- en fonction de la conception et des conditions de fondations, le sommet de la digue peut comprendre une hauteur supplémentaire pour compenser le tassement
- un tassement peut intervenir au cours de la construction, en raison de fondations compressibles, de la consolidation, de vibrations pendant l'installation de palplanches ou pour d'autres raisons. En plus de considérations de conception, cela peut obliger le maître d'œuvre à apporter davantage de matériaux de digue que les profils de conception peuvent l'indiquer. Il est alors important de bien suivre les plaques de tassement, la digue et les hauteurs de crête à intervalles réguliers.

L'encadré 10.16 montre une digue nouvellement construite dans la ville d'Arles, en France. Cette digue est construite au-dessus de sols de fondation compressibles et dans une zone où les animaux fouisseurs représentent une importante source de préoccupation.

Note

Les mesures spécifiques prises pour inspecter et remplacer les sols de fondation dans la tranchée du « système d'ancrage », pour surdimensionner puis mettre en forme les talus de la digue avant la mise en place d'une « couche de protection », ainsi que pour suivre le compactage et le tassement des sols de digue.

Encadré 10.16

Exemple de la construction d'une nouvelle digue à Arles, France

Le Syndicat mixte interrégional d'aménagement des digues du delta du Rhône et de la mer (Symadrem) gère plus de 200 kilomètres de digues qui protègent la Camargue et particulièrement la ville d'Arles. Suite aux importantes inondations du Rhône de décembre 2003 (cf. figure 10.27), une partie de l'eau s'était retrouvée piégée entre des infrastructures (voie ferrée, digue-canal) et s'était déplacée vers la ville, provoquant des inondations majeures de zones industrielles et résidentielles.



Figure 10.27 **Quartier nord d'Arles à la suite des inondations de décembre 2003**
(source : Egis)

Une nouvelle digue de protection a été construite dans la partie nord de la ville pour protéger les zones urbaines des inondations. Cette digue, constituée de remblais imperméables (cf. figure 10.28), a été construite en prenant en compte différentes contraintes en lien avec le site :

- terrains compressibles ;
- interface avec les ouvrages en remblai alentour, présentant différentes natures et perméabilités ;
- digue traversant des routes et des voies ferrées.

La conception du projet a retenu un profil de digue surdimensionné (crête et talus), de manière à prendre en compte le tassement de consolidation des sols de fondation.

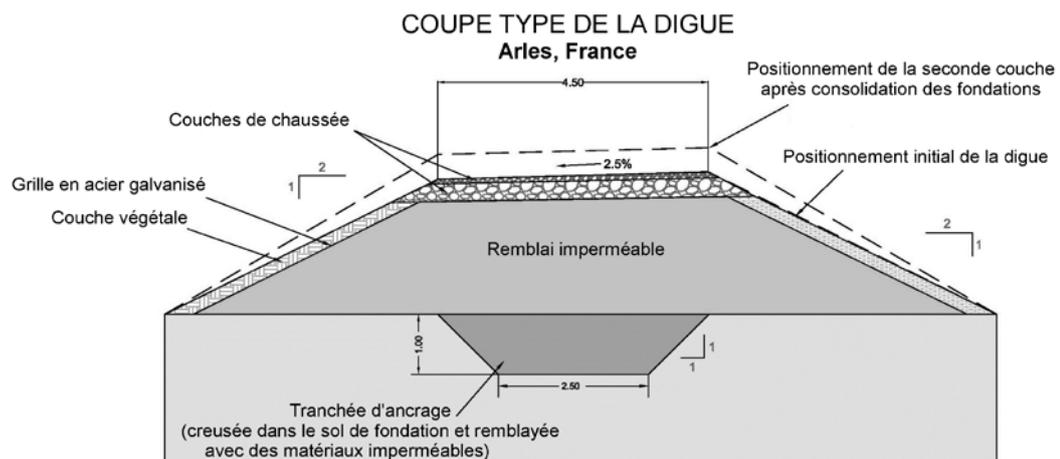


Figure 10.28 **Profil type de digue, à proximité d'Arles, en France**
(source : Egis)

Encadré 10.16 (suite)

Exemple de la construction d'une nouvelle digue à Arles, France

La construction d'une nouvelle digue comprend plusieurs phases, comme détaillé ci-dessous :

Phase 1 et 2 : préparation de la zone (dégagement du site et retrait du sol de surface). L'ensemble de la végétation dans l'emprise des travaux a été éliminée, les clôtures et les réseaux existants des parcelles agricoles ont été déplacés. Les terres végétales ont été décapées et provisoirement stockées pour une future utilisation (cf. figure 10.29a).

Phase 3 : creusement des fossés de drainage et de la tranchée d'ancrage (cf. figure 10.29b et c). Les fossés de drainage ont été creusés en premier lieu pour assurer une bonne évacuation des eaux de pluie au niveau du chantier. Une tranchée d'ancrage a été creusée et remblayée avec des sols imperméables, de manière à assurer le contact avec la fondation. Un drainage localisé a également été mis en place pour les zones de faible qualité (par exemple d'anciens fossés) et des instruments de mesure de tassement ont été installés au fond de la tranchée d'ancrage.



Figure 10.29 **Préparation du site entre des parcelles agricoles (a), creusement de la tranchée d'ancrage (b), mise en place d'un drainage localisé (c)**
(source : Egis)

Phase 4 : construction du talus imperméable. Après une campagne d'essais de compactage destinée à déterminer les paramètres des matériaux devant être utilisés, la tranchée d'ancrage et la partie principale de la digue ont été remblayées avec un matériau imperméable compacté (cf. figure 10.30). La densité et la teneur en eau ont été régulièrement mesurées au cours de l'opération de remblaiement. Le remblai en terre a été surdimensionné en largeur puis décapé avec une pelle mécanique, de façon à s'assurer d'un compactage uniforme de remblai et à fournir un support adapté aux grillages et couches végétalisées.



Figure 10.30 **Remblaiement de la tranchée d'ancrage et du corps de la digue avec des matériaux imperméables**
(source : Egis)

Encadré 10.16 (suite)

Exemple de la construction d'une nouvelle digue à Arles, France

Figure 10.31 **Mise en place d'un grillage de protection sur la digue**
(source : Egis)

Phase 5 : finalisation du talus et mise en place d'un grillage de protection (cf. figure 10.31), puis couverture du talus avec de la terre végétale et ensemencement. Les pentes de la digue ont été mises en forme avec une pelle mécanique, de manière à obtenir une pente régulière de 1V/2H. Par la suite, elles ont été protégées des animaux fouisseurs par l'installation d'un grillage de protection en acier galvanisé. Le grillage a été maintenu en position par de petites tranchées remblayées, situées aux parties supérieures et inférieures du talus, et par des agrafes métalliques, particulièrement aux endroits où deux nappes de grillages sont en recouvrement.

L'ensemble des talus a été recouvert d'une couche de terre végétale (cf. figure 10.32) mise en place par une pelle mécanique ou un bulldozer. Pour limiter l'érosion due au ruissellement de l'eau de pluie, des sillons peu profonds ont été creusés perpendiculairement à la pente. Pour finir, un ensemencement par aspersion hydraulique a été réalisé, utilisant un mélange de plantes adaptées au climat, pour stabiliser le talus.



Figure 10.32 **Couverture du talus avec de la terre végétale**
(source : Egis)

Phase 6 : mise en place des voies d'accès et de maintenance (cf. figure 10.33), finition des talus et installation de l'équipement de sécurité. Les talus de la digue ont été protégés par l'installation d'un géotextile synthétique et biodégradable, en vue de favoriser la croissance de l'herbe et de limiter l'érosion de surface. Sur la crête et en pieds de la digue, les pistes de surveillance et de maintenance ont été construites avec un matériau granulaire, qui a ensuite été compacté. Pour finir, un équipement de sécurité a été mis en place pour limiter les accès (clôtures, barrières). Une vue aérienne du projet achevé est présentée à la figure 10.34.



Figure 10.33 **Route d'accès et portail de sécurité**
(source : Egis)

Encadré 10.16 (suite)

Exemple de la construction d'une nouvelle digue à Arles, France

Figure 10.34 **Vue aérienne du projet achevé**
(source : Egis)

10.5.3.2 Réparation – restauration des niveaux de protection et des dimensions des digues existantes après un dommage ou une détérioration

Les principaux objectifs d'une réparation de digue sont de restaurer les niveaux antérieurs de protection et d'empêcher des dommages supplémentaires à la digue.

Les bonnes pratiques de réparation des digues (si nécessaire en plus de celles concernant de nouvelles digues) consistent principalement à restaurer les caractéristiques manquantes ou endommagées en mettant en œuvre des matériaux et des méthodes ne présentant pas de risque supplémentaire pour la digue, ou pouvant conduire à un risque d'inondation plus important. Parmi les procédures importantes, on peut citer :

- conserver un stock de matériaux de réparation d'urgence (notamment sacs de sable ou enrochements) à proximité ;
- si possible, prévenir des risques de dommages supplémentaires ou futurs, en réduisant la charge (par exemple en diminuant la charge hydraulique par la mise en place d'une recharge drainante ou de puits de décompression) ;
- retirer le sol remanié, de manière à éliminer les surfaces de glissement ;
- après que les réparations ont été effectuées, suivre les performances par des relevés topographiques, des mesures de débit et une inspection visuelle.

L'encadré 10.17 décrit une approche innovante d'utilisation de méthodes sélectionnées avec un remblai granulaire grossier, mis en place directement dans le cours d'eau, de façon à éviter une coûteuse mise à sec lors de la restauration et de la remise en forme de la digue endommagée.

Encadré 10.17

Utilisation de techniques temporaires innovantes pour réparer une digue affouillée sans mise hors d'eau, dans l'Isère, en France

L'Association Départementale Isère Drac Romanche (ADIDR) gère dans l'Isère 250 kilomètres de digues anciennes, relativement étroites et boisées. Le pied de digue est constamment dans l'eau, avec parfois des profondeurs importantes, en raison de fosses d'affouillement (de trois à sept mètres de profondeur). Les travaux de remédiation sur le talus côté cours d'eau sont nécessaires pour stabiliser les pentes, qui sont trop raides et souvent affouillées. Ces travaux comprennent le remblaiement de ces cavités, ainsi que l'adoucissement des pentes ou la création d'une risberme, ainsi qu'une protection contre l'érosion. Les caractéristiques géométriques variables de la digue et du cours d'eau nécessitent diverses méthodes pour effectuer les réparations. Les points devant être pris en compte sont notamment :

- les pentes raides ;
- les hauteurs des digues ;
- une crête étroite ;
- un pied de digue dans l'eau ;
- l'impossibilité de mettre en place un batardeau pendant les travaux.

Travail : construction d'une risberme en enrochement de protection.

Objectif : comblement des affouillements et stabilisation de la rive du cours d'eau.

Moyens : remblais d'enrochements calibrés, de 0 à 400 millimètres, insensibles à l'eau, avec un bon angle de frottement, peu compressibles, bon marché, faciles à recharger en cas d'érosion et adaptés pour un renforcement de digue rectiligne.

Mise en œuvre :

Phase 1 : Approvisionnement

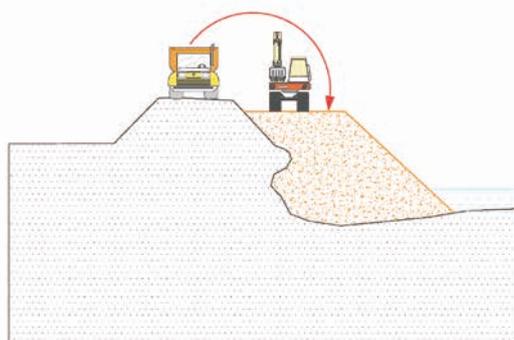


Figure 10.35 **Rampe reliant la crête au cours d'eau**

Les pierres de protection sont prélevées par un chargeur et mises en place sur une largeur de sept mètres, ce qui permet aux camions de reculer vers le bas de la rampe (à noter qu'au-delà de 300 mètres, une autre rampe est nécessaire) (cf. figures 10.35 et 10.36).



Figure 10.36 **Camion déversant les pierres de protection (a), et pelle mécanique mettant en place les pierres de protection (b)**

Encadré 10.17 (suite)

Utilisation de techniques temporaires innovantes pour réparer une digue affouillée sans mise hors d'eau, dans l'Isère, en France

Phase 2 : Mise en forme par une pelle hydraulique (cf. figures 10.37 à 10.39)

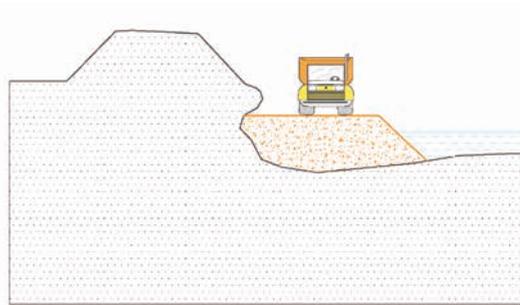


Figure 10.37 La pelle mécanique (travaillant sur le talus) utilise les matériaux pour façonner le profil

La pelle mécanique met en place soit une risberme de quatre mètres de large, pour permettre un accès pour la maintenance à venir, soit une risberme de deux mètres de large, si le talus doit au final se poursuivre jusqu'à la crête (deux mètres est le minimum nécessaire au passage d'un compacteur).

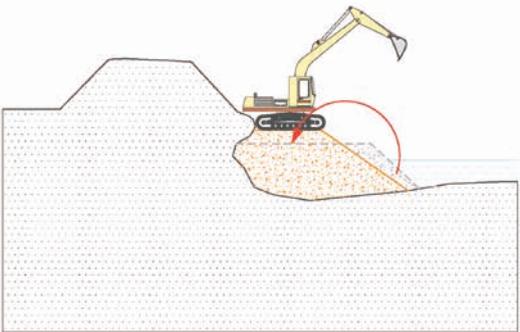


Figure 10.38 Talus achevé mis en place par la pelle mécanique

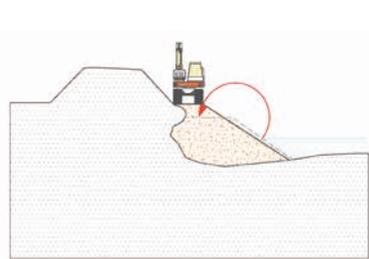


Figure 10.39 Pelle mécanique travaillant sur la risberme

Encadré 10.17 (suite)

Utilisation de techniques temporaires innovantes pour réparer une digue affouillée sans mise hors d'eau, dans l'Isère, en France

Phase 3 : Finition

Dans ce cas, elle a été effectuée par un remblaiement à la pelle mécanique opérant depuis la crête (cf. figure 10.40). Les finitions peuvent être effectuées en rajoutant de la terre végétale et en procédant à un ensemencement.



Figure 10.40 Pelle mécanique travaillant à partir de la crête

10.5.3.3 Adaptation – surélévation, élargissement ou renforcement de digues existantes

Le principal objectif de l'adaptation est de surélever ou de renforcer des sections ou des éléments de digues existantes sans réduire le niveau de protection ou accroître le risque d'inondation d'une façon inacceptable au cours de la construction.

Les bonnes pratiques de l'adaptation (si nécessaire, en plus de celles indiquées pour de nouvelles constructions) sont de s'intéresser particulièrement à une bonne intégration avec la digue existante, ainsi qu'aux niveaux de protection. Parmi les procédures importantes, on peut citer les points suivants :

- les surfaces de la digue existante doivent être dégagées de la végétation et des racines, et la terre végétale doit être retirée par décapage (l'entrepreneur doit éviter de décapier en une fois la couche de sol de surface sur la totalité de la longueur de la digue, car cela rendrait la digue vulnérable à la pluie ou à une crue) ;
- la terre végétale, les enrochements ou d'autres matériaux existants peuvent être nécessaires pour un usage ultérieur. Ils doivent être retirés et stockés ;
- si l'on augmente la hauteur d'un talus existant, il convient de réaliser une série de redans (entailles horizontales) dans la digue, de manière à empêcher la formation de plans préférentiels de glissement ;
- le phasage du travail d'adaptation doit chercher à relever uniformément le niveau de protection le long de la digue, travaillant vers l'amont ou vers l'aval ;
- des mesures de protection temporaire et d'urgence pour se protéger des vagues et de l'érosion peuvent être nécessaires pendant la construction de la digue ;
- éviter de programmer les travaux pendant la saison de hautes eaux ou pendant les saisons froides ou pluvieuses ;
- entretenir les installations de drainage existantes (notamment tranchées et fossés de drainage) jusqu'à ce que de nouveaux éléments soient en place et pleinement opérationnels. Dégager et complètement remblayer ou boucher des installations abandonnées comme des puits ou des tranchées.

Les digues et les dunes situées dans un environnement côtier sont régulièrement endommagées sous l'effet de la force des vagues ou de surcotes de tempête (cf. figure 10.41). De bonnes pratiques d'ingénierie, une bonne programmation et des méthodes de construction de qualité doivent être utilisées lors d'une reconstruction ou d'une restauration de ces digues ou de ces dunes en prévision de futures tempêtes.

La tentative d'adaptation d'une digue côtière de Grand Isle, en Louisiane, aux États-Unis, est décrite à l'encadré 10.18. Dans ce cas, les talus de sable d'origine (dunes) ont été adaptés en utilisant une combinaison de sable et d'argile, avec la pose de clôtures ainsi que d'autres mesures destinées à protéger contre les vagues érosives et les forces exercées par le vent lors des épisodes de tempête côtière. Malheureusement, plusieurs de ces importantes tempêtes côtières ont endommagé les ouvrages lors de la construction, alors que les travaux d'adaptation n'étaient que partiellement achevés.

Encadré 10.18
Adaptation et réparation de digues sur la côte de la Louisiane,
aux États-Unis



Figure 10.41 **Domages d'ouragans à Grand Isle, en Louisiane, aux États-Unis**
(source : USACE)

En 1985, à la suite de multiples épisodes de tempête, l'USACE a engagé de multiples étapes de conception détaillée d'ouvrages destinés à lutter contre l'érosion lors de tempêtes importantes. Ce n'est qu'en 1992, à la suite de l'ouragan Andrew, qu'un système de brise-vagues conçu avec minutie a été validé pour réduire de façon efficace le taux d'érosion (cf. figure 10.42).

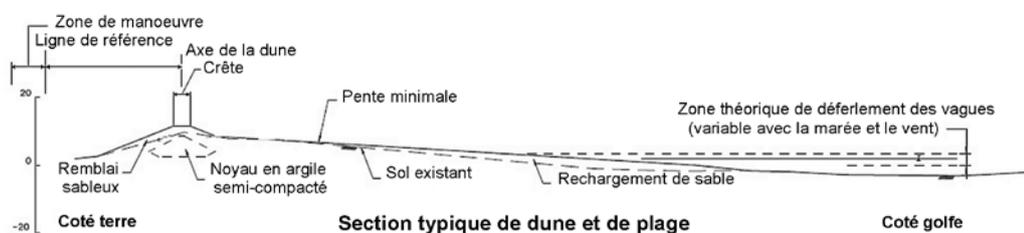


Figure 10.42 **Coupe-type de dune et de plage concernant un projet le long de Grand Isle, en Louisiane, aux États-Unis**
(source : USACE)

Encadré 10.18 (suite)

Adaptation et réparation de digues sur la côte de la Louisiane, aux États-Unis

Après que l'ouragan Katrina a dévasté le système de digues de Grand Isle, en 2005, un plan destiné à complètement réparer et réalimenter la digue et les plages a été mis en place (cf. figure 10.43). Les digues ont été conçues avec de larges talus et des noyaux d'argile, pour accroître la stabilité (cf. figure 10.42). Mais avant l'achèvement de ces travaux de réparation des digues et des dunes, la région fut à nouveau ravagée par les ouragans Gustav et Ike, en 2008. Malheureusement, seuls 2 500 des 11 150 mètres de réparation de digues étaient achevés au moment des tempêtes et la végétation n'avait pas eu le temps de s'établir, d'où une grave érosion des zones nues et l'inondation des zones situées en arrière des digues non achevées.



Des opérations de dragage se sont déroulées au large, juste à proximité de l'implantation du projet, et ont nécessité que les matériaux sableux soient acheminés par conduites vers le site du projet à partir des dragues situées en mer (cf. figures 10.44 et 10.45).

Figure 10.43 **Réparation des brise-vagues le long de Grand Isle, en Louisiane, aux États-Unis**
(source : USACE)



Figure 10.44 **Opérations de dragage sur un site d'extraction situé au large**
(source : USACE)



Figure 10.45 **Opérations de mise en place de sable à l'exutoire de la canalisation de refoulement**
(source : USACE)

Des plantations, une fertilisation ainsi que l'installation de ganivelles sont nécessaires pour protéger la dune de sable d'une érosion provoquée par le vent (cf. figures 10.46 et 10.47). Des passages pour les piétons ainsi que des traversées réservées aux véhicules d'urgence protègent la dune de sable en fournissant des points d'accès à la plage, sans induire d'impacts négatifs, tels que des dommages ou une érosion, pour la dune de protection.

Encadré 10.18 (suite)

Adaptation et réparation de digues sur la côte de la Louisiane, aux États-Unis



Figure 10.46 **Section de digue entièrement surélevée et végétalisée**
(source : USACE)



Figure 10.47 **Opérations de plantation de la végétation**
(source : USACE)

Au moment de l'achèvement des noyaux d'argile semi-compactés, plusieurs digues de rétention ont été construites autour des portions de plage qui recevaient les matériaux sableux. Ces digues renfermaient les produits du dragage dans les zones d'intervention, tout en protégeant les communautés alentour des inondations. Des engins de terrassement étaient stationnés à l'intérieur des digues de rétention et prenaient en charge les matériaux de dragage pour les transférer sur les nouvelles dunes. La mise en place de matériaux additionnels est intervenue une fois que les dunes ont atteint les hauteurs de projet. L'objectif était de s'assurer de conditions favorables aux opérations de plantation.

Malheureusement, le système complètement renouvelé de dunes et de digues n'était pas en place pour protéger la communauté de Grand Isle des ouragans Gustav et Ike. Toutefois, il est apparu de façon évidente, sur la base des vérifications menées par la suite, que même si de nouvelles conceptions des noyaux d'argile étaient nécessaires, ce sont les zones présentant une végétation établie qui ont résisté et survécu à la brutalité de la tempête, beaucoup mieux que celles démunies de végétation. Ces conclusions se sont révélées d'une très grande utilité pour les constructions futures et pour la communauté de Grand Isle.

L'encadré 10.19 présente les tâches classiques d'adaptation d'une digue existante, à Großenhain, en Allemagne, endommagée par une tornade et des inondations. Les réparations ont compris la restauration du profil de la digue, mais ont également inclus le retrait de la végétation indésirable de la digue, puis le renforcement de la digue par la technique du sol-ciment et l'insertion de rideaux de palplanches.

Encadré 10.19

Réparation de digue à Großenhain, en Allemagne

En 2010, une tornade (mai) et une inondation (septembre/octobre) ont provoqué des dégâts importants au niveau des digues du cours d'eau Röderneugraben, situé à proximité de la ville de Großenhain, dans la région de Saxe, en Allemagne. Les recommandations en matière de digues n'autorisent pas les arbres sur la digue ou sur ses talus, toutefois une importante végétation ligneuse était observée. De nombreux arbres ont été déracinés pendant la tempête en raison du vent et d'affouillements autour des troncs du côté eau. Les arbres tombés formaient des obstacles gênant l'écoulement de la crue qui a suivi (cf. figures 10.48 et 10.49).

Pour remédier à ce danger, les arbres ont été coupés et les racines retirées par l'utilisation d'une charrue rotative (cf. figures 10.50 et 10.51). Lorsqu'il n'a pas été possible de retirer l'ensemble des arbres, la stabilité de la digue a été assurée par la mise en place de palplanches ou de méthodes de stabilisation du sol le long de l'axe central de la digue.

Les considérations suivantes ont été importantes dans cette démarche :

- récupération rapide de la fonction de la digue existante ;
- maintien du même niveau de protection ;
- aucun changement de la géométrie du profil de la digue ;
- aucun changement des écoulements souterrains et des écoulements de crue.

Encadré 10.19 (suite)

Réparation de digue à Großenhain, en Allemagne

Figure 10.48 **Arbres déracinés tombés dans le cours d'eau et sur la berge, constituant un obstacle pour l'écoulement de l'eau**



Figure 10.49 **Profil de digue réduit (ainsi que stabilité réduite) en raison d'arbres déracinés**



Figure 10.50 **Tronçonnage d'arbres pour s'assurer à nouveau du bon écoulement de l'eau. Souches en arrière-plan, sur la digue de la rive droite**



Figure 10.51 **Broyage et tronçonnage des souches, ainsi que comblement des trous laissés par les souches au niveau et à proximité de la digue**

Pour une plus grande stabilité et une meilleure imperméabilité, certaines sections de la digue, ont été renforcées par des parois moulées ou en sol-ciment ou des palplanches (cf. figures 10.52 à 10.56).

Encadré 10.19 (suite)
Réparation de digue à Großenhain, en Allemagne



Figure 10.52 Technique de « soil-mixing » sur une digue. La lame de la machine tranche le sol et assure le transfert et le mélange du liant hydraulique en suspension

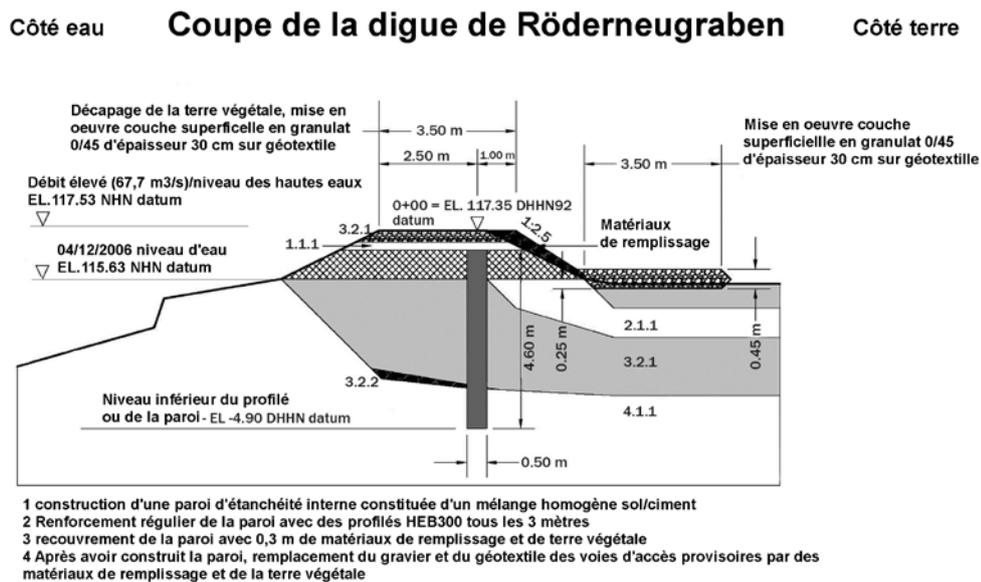


Figure 10.53 Coupe d'une section de digue renforcée de 1 800 mètres de long, avec une paroi moulée

Encadré 10.19 (suite)

Réparation de digue à Großenhain, en Allemagne



Figure 10.54 La technique de mélange en place (MEP) a été utilisée sur un tronçon de 6 950 mètres de long. À gauche : une tarière tricône destinée à creuser le sol et à le mélanger avec le liant hydraulique en suspension. À droite : mise en place de poutrelles en acier dans le mélange encore frais de terre et de ciment



Figure 10.55 Paroi moulée en sol-ciment, après la mise en place des poutrelles de renforcement en acier, et avec un espacement déterminé à partir de calculs de stabilité



Figure 10.56 Une portion de digue en palplanches de 6 250 m de long. Les extrémités des palplanches et des parois en sol-ciment, sont en dessous du niveau final de crête de la digue, de façon à ce qu'ils ne soient pas visibles après l'achèvement des travaux (source des photographies : E. Bieltz, Autorités des barrages de Saxe, Pirna, Allemagne)

L'encadré 10.20 présente un exemple classique d'adaptation de digue, avec l'ajout d'enrochements de protection (cf. cas 2.1 ci-dessous), et de mise en place d'une risberme avec ajout d'enrochements de protection (cf. cas 2.2 ci-dessous).

Encadré 10.20

Construire une protection contre l'érosion

Cas 2.1 Adaptation avec ajout d'enrochements

Le talus est correct, mais la crête est trop haute pour pouvoir travailler directement depuis le sommet. La digue est excavée pour aménager une plate-forme intermédiaire permettant le passage d'une pelle mécanique. Les déblais sont stockés sur la crête.



Figure 10.57 Une pelle mécanique façonne la digue, de manière à permettre un accès

Les enrochements sont approvisionnés par des camions qui reculent vers le bas de la plate-forme.



Figure 10.58 Camion apportant les enrochements devant être utilisées par la pelle mécanique

Les enrochements sont mis en place progressivement par la pelle mécanique. Élargir la plate-forme permet de sécuriser le passage des camions. La crête est ensuite reconstituée.

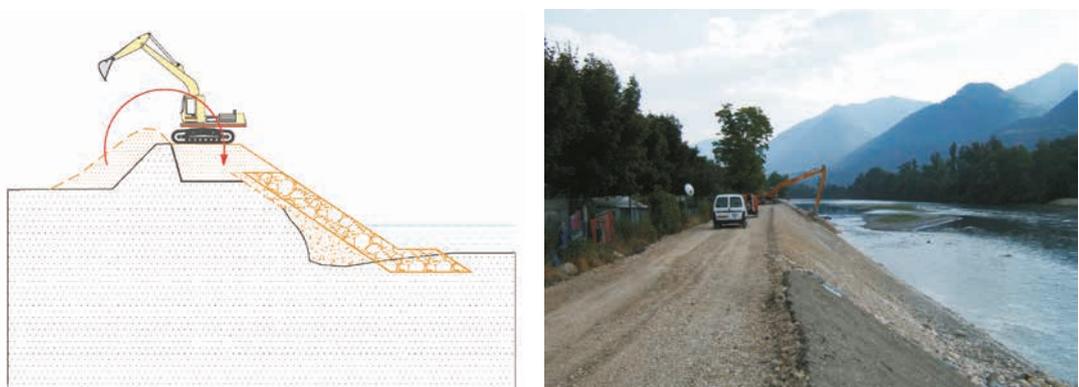


Figure 10.59 Pelle mécanique mettant en place des enrochements sur le talus de la digue

Encadré 10.20 (suite)

Construire une protection contre l'érosion

Cas 2.2 Adaptation avec la mise en place d'une risberme et l'ajout d'une protection en enrochements

La berge doit être stabilisée par une risberme (pente de remblai trop raide du fait de l'érosion). Dans ce cas précis, une rampe est mise en place (de préférence en amont de la section) pour permettre la mise en place d'enrochements, sur la base du cas 2.1.

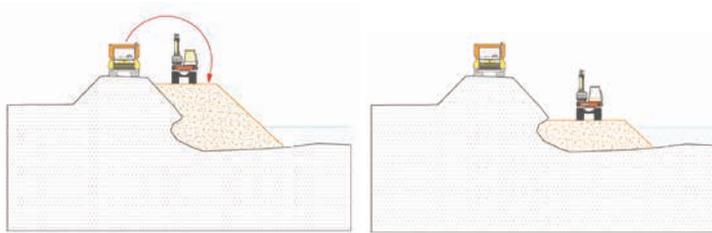


Figure 10.60 **Le camion apporte des enrochements à la pelle mécanique pour créer la risberme**



Figure 10.61 **Le camion utilise la risberme pour apporter à la pelle mécanique les enrochements devant être mis en place**

Une fois mise en place la risberme de sept mètres, les camions peuvent apporter des enrochements pour protéger le talus de la risberme.

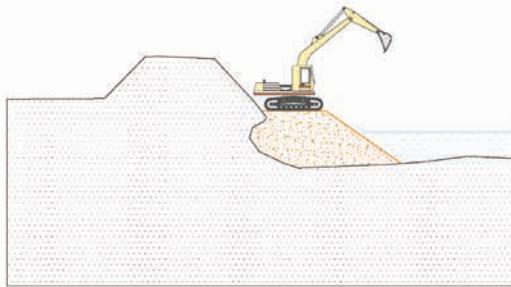


Figure 10.62 **La pelle mécanique façonne la risberme pour lui donner sa forme définitive**

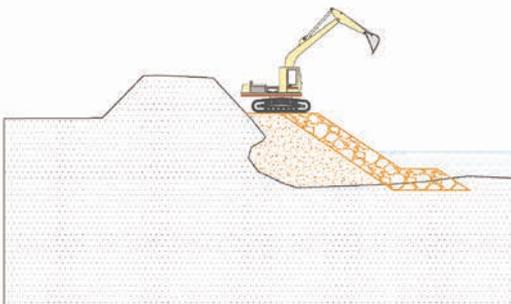


Figure 10.63 **La pelle mécanique met en place les enrochements apportés par les camions**

Encadré 10.20 (suite)

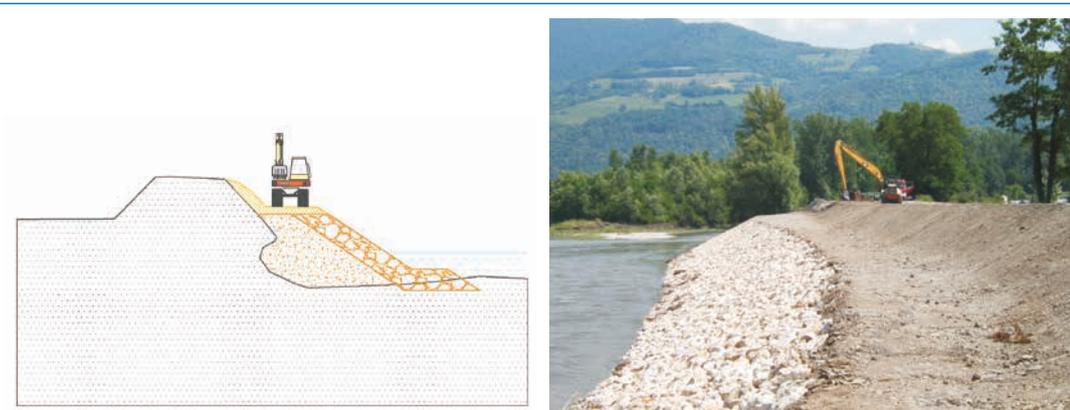
Construire une protection contre l'érosion

Figure 10.64 Talus de digue achevé

Équipements et rendements

Ces travaux nécessitent un équipement particulier :

- une pelle hydraulique – il s'agit d'une pelle avec un long bras (12,5 m de longueur opérationnelle), de manière à placer les enrochements sous l'eau sans les faire tomber. La vérification du travail sous l'eau est effectuée grâce à une échelle de mesure sur le bras de la pelle ;
- un chargeur (sur roues) ;
- un compacteur vibrant ;
- des camions (6 × 8) pour cinq à six rotations par heure.

Sources photographiques : ADIDR

10.5.3.4 Mise hors-service – enlever ou réduire la hauteur des digues et autres équipements de défense contre les inondations

L'objectif essentiel d'une mise hors service est de retirer la digue concernée et ses équipements jusqu'au(x) niveau(x) déterminé(s) d'une façon uniforme, tout en préservant les éléments adjacents et les niveaux de protection restants de la digue.

Parmi les bonnes pratiques d'une mise hors-service, on peut citer :

- retirer les matériaux de digue en couches uniformes, travaillant de l'aval vers l'amont ;
- fournir une protection temporaire pour les digues soumises à l'érosion au cours des travaux de mise hors-service ;
- restaurer, remettre à niveau et revégétaliser les zones perturbées, de manière à éviter la formation de flaques ou une érosion. Il convient d'être informé de la réglementation environnementale lors de la mise hors service de la digue, particulièrement en cas de revêtements en pierre, de voiries constituées d'asphalte ou de risque de pollution du cours d'eau par des limons.

L'exemple de l'Isère (cf. encadré 10.17) comprend une réduction (temporaire) du niveau de protection organisée de façon méthodique. Dans ce cas, le niveau de la crête a été temporairement abaissé, puis au final restauré, de manière à fournir un passage sécurisé pour les équipements pendant la réparation de la digue. Des méthodes identiques à celles utilisées dans l'Isère pourraient être utilisées pour une mise hors-service permanente d'une digue.

10.5.4 Instrumentation de la construction d'une digue

Différentes quantités et types d'instruments peuvent être spécifiés pour un projet particulier de digue. Il est important de savoir que lorsqu'il est spécifié que ces outils doivent être utilisés, ils doivent être correctement installés afin d'apporter l'information nécessaire pour rendre compte de l'impact du chargement de construction, ainsi que du comportement de la digue après la construction. Les mesures recueillies par l'instrumentation peuvent potentiellement conduire à une action corrective essentielle

pour empêcher une défaillance ou un dommage. Le concepteur peut également spécifier des valeurs seuils pour les données collectées qui autoriseront ou interrompront la poursuite de la construction.

Le suivi de l'instrumentation pendant la construction (cf. section 7.9) peut comprendre les points suivants :

- piézomètres de suivi des écoulements ou de la nappe souterraine destinés à des mesures de hauteur d'eau ou de pression ;
- plaques de tassement pour suivre les mouvements de construction ;
- surveillance des vibrations et du bruit à proximité des habitations ou des ouvrages ;
- inclinomètres ou capteurs d'inclinaison sur des ouvrages.

Un soin particulier doit être accordé au cours de la construction à la protection de l'instrumentation. Si l'instrumentation est endommagée, la perte de données capitales qui en résulte peut affecter la progression de la construction ou la mise en service de la digue. Le suivi des vibrations est l'une des méthodes qui peut aider à répondre à des réclamations non fondées de dommages aux ouvrages situés à proximité, comme ce fut le cas pour les digues de Sacramento, aux États-Unis (cf. encadré 10.21).

Encadré 10.21

Suivi de la construction



Les activités de construction d'une digue à proximité d'habitations ou d'autres ouvrages peuvent nécessiter un suivi de l'effet des vibrations provoquées par les travaux de construction. L'utilisation d'équipements lourds à proximité de telles structures provoque des inquiétudes quant à un dommage potentiel. En général, un suivi des vibrations peut aider à déterminer une responsabilité potentielle ou à dégager une responsabilité liée à des réclamations fantaisistes.

Figure 10.65 **Suivi des vibrations, Sacramento, États-Unis**

L'encadré 10.22 montre le suivi de la mise en place d'un remblai de digue sur sol compressible à Lake Marken, correspondant à un projet d'amélioration de digue mené aux Pays-Bas.

Encadré 10.22

Suivi de la mise en place d'un remblai de digue sur sol compressible du projet d'amélioration de digue de Lake Marken, aux Pays-Bas



Si une digue est implantée sur des couches épaisses de sol compressible, la mise en place de remblai induit un excès de pression interstitielle au niveau du sol compressible. Si elle est trop élevée, elle peut conduire à une instabilité. La mise en place d'un remblai peut également conduire à un tassement. Des prévisions précises de tassement sont importantes pour calculer la quantité de remblai nécessaire. Pour la mise en place de revêtements en pierre et la construction de routes, il est important de connaître le tassement résiduel. À la fois l'excès de pression interstitielle et le tassement peuvent être calculés à l'avance, mais peuvent contenir différentes imprécisions résultant des incertitudes concernant les caractéristiques du sol et des couches de sol. Dans ce cas, la vitesse de montée de la digue doit être ajustée en fonction du suivi de la pression interstitielle et du tassement (cf. figures 10.66a et b).

Une attention particulière à la sélection des points de suivi est essentielle. Dans le cadre du projet d'amélioration de digue de Lake Marken, aux Pays-Bas, deux ou trois cellules pressiométriques automatiques ont été utilisées sur chacun des trois tronçons de 250 m de digue. Ces capteurs ont été mis en place dans les couches de sols compressibles, qui sont critiques pour la stabilité des talus de la digue. Une rangée d'environ deux à quatre plaques de tassement a été installée.

Tous les 50 mètres, les capteurs sont installés à l'extérieur ou au bord de la crête de la digue, de manière à minimiser la perturbation des travaux de construction. Chaque capteur est protégé par une clôture et marqué de couleurs vives, de manière à éviter tout dommage.



La mise en place du remblai jusqu'à une hauteur d'environ 5 mètres prend entre un et trois ans pour les digues de Lake Marken. Des ingénieurs géotechniciens mènent fréquemment des prévisions de tassement et des calculs de stabilité sur la base des résultats de suivi obtenus pendant la période considérée. Afin de s'assurer d'un ensemble cohérent de données de suivi, le processus de recueil et de traitement des données doit être bien organisé. De cette façon, la durée de la construction et la quantité de remblais peuvent être optimisées sans mettre en danger la sécurité de la digue.

Sources : TAW (1996), Van der Meer et Halter (2005), Hoffmans (2007)

Figure 10.66 Plaques de tassement lors du projet d'amélioration de digue de Lake Marken (source : Fugro)

10.5.5 Intégration d'éléments autres qu'en terre au sein des digues

La section 3.4 examine dans le détail les ouvrages qui pourraient être inclus ou rencontrés lors de la construction de digues en terre. Des exemples sont donnés de ces équipements et des bonnes pratiques de construction qui leur sont associées.

Les objectifs principaux lors de l'intégration d'éléments n'étant pas en terre au sein d'une digue comprennent les points suivants :

- maintenir la continuité des protections existantes ;
- maintenir opérationnels ces éléments ;
- s'assurer d'un bon compactage, de façon à obtenir une bonne étanchéité autour des éléments non constitués de terre.

Ouvrages en béton

Les types d'ouvrages en béton utilisés en lien avec les digues comprennent les :

- stations de pompage ;
- bassins de collecte de drainage ;
- traversées/portails ;
- ouvrages de gestion de l'eau (portes pivotantes ou portes à flot).

Parmi les bonnes pratiques concernant les ouvrages en béton, on peut citer :

- des fondations capables de supporter la charge supplémentaire (*cf.* figure 10.67), soit aussi résistantes, soit plus résistantes, que l'ouvrage ;
- des murs présentant un fruit de 1H:10V pour assurer un bon compactage des matériaux de digue ou pré-compacter le matériau de la digue, puis excaver localement et remplir l'ensemble de la tranchée de fondation avec du béton ;
- utiliser des compacteurs manuels ou de compacteurs de tranchées dans la bande d'un mètre des ouvrages ;
- aucun équipement lourd ne devrait être présent sur, ou à proximité, de l'ouvrage avant que le béton n'ait atteint 75 % de sa résistance à la compression de projet.

Murs de protection contre les inondations et murs de front de mer

Les murs de protection contre les inondations (*cf.* figures 10.68 et 10.69) et les murs de front de mer sont mis en place là où la place est insuffisante pour accueillir l'emprise de la digue. Généralement construits en béton et/ou à partir de palplanches, ils peuvent correspondre à toute une variété de formes et de types de matériaux. Les bonnes pratiques en matière de murs de protection contre les inondations et de murs de front de mer comprennent la coordination de la séquence de construction avec le concepteur, de manière à s'assurer que les murs partiellement achevés peuvent soutenir la digue et les charges de crues des situations d'urgence.



Figure 10.67 **Profilés en H destinés à constituer les fondations d'un ouvrage de fermeture**
(source : USACE)



Figure 10.68 **Mur en béton de protection contre les inondations**
(source : USACE)



Figure 10.69 **Mur de protection contre les inondations le long d'un cours d'eau**
(source : USACE)

Ouvrages composites

Les ouvrages composites sont des associations des ouvrages précédents, construits autrement qu'avec de la terre (cf. figure 10.70). Parmi les bonnes pratiques concernant les ouvrages composites, il est possible de citer les points suivants :

- suivre les instructions des fabricants et les spécifications du concepteur concernant l'installation de matériaux géotextiles ;
- s'assurer que le phasage de la construction ne provoque pas une surcharge ou une contrainte déséquilibrée au niveau des éléments adjacents.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



Figure 10.70 **Mur de protection contre les inondations en béton (en arrière-plan) et mur en terre stabilisée par des moyens mécaniques (au premier plan)**
(source : USACE)

Autres éléments en matériaux autres que la terre

Cette catégorie comprend tout un ensemble d'éléments qui apportent ou améliorent la protection contre les inondations, qui occupent l'emprise de la digue, qui se situent sur l'ouvrage ou qui empiètent sur lui. Les éléments concernés comprennent les ponceaux, les tranchées, les conduites ou les rigoles qui font transiter l'eau de ruissellement de surface ou l'eau souterraine, les eaux usées, le gaz et l'électricité, à travers la digue (cf. figure 10.71). Une liste exhaustive peut être trouvée à la section 3.4. La conception de ces éléments est évoquée à la section 9.13. Une problématique habituelle spécifique de la construction est la réparation de traversées de canalisations – ce sujet est examiné à la section 10.5.6.



Figure 10.71 **Implantation d'une canalisation d'eaux usées sanitaires avant la construction d'une digue**
(source : Lawrence Piazza)

Le principal objectif de la construction est de s'assurer de l'étanchéité de la digue autour et contre ces éléments, de manière à éviter la création de voies d'écoulement privilégiées et d'un potentiel de défaillance.

Parmi les bonnes pratiques concernant ces autres éléments non constitués de terre, on peut citer :

- s'assurer du maintien du niveau de protection (cf. section 10.2.2) ;
- vérifier la stabilité structurale (avec le concepteur) concernant la digue et les éléments non-constitués de terre ;
- concevoir des coffrages et autres systèmes de soutien temporaire, de façon à ce qu'ils résistent aux charges de crues prévues et/ou aux débordements ;
- coordonner les interruptions temporaires d'électricité et de réseaux publics et procéder à leur remise en service (particulièrement les services de gaz et d'électricité) ;
- prévoir les moyens de secours pour les stations de pompage et autres services publics essentiels.

10.5.6 Méthodes de travail concernant la réparation des canalisations et des ponceaux

La présente section examine le détail des deux méthodes de travail les plus fréquentes pour réparer des canalisations traversant une digue – à savoir le remplacement de canalisations en tranchée ouverte et le tubage. Des méthodes alternatives peuvent exister pour des besoins particuliers, mais doivent être validées par l'organisme responsable du système de digue et mises en œuvre par un maître d'œuvre expérimenté. On peut citer à ce titre :

- le chemisage de la canalisation existante ;
- la thermoformation ;
- le revêtement projeté (résines) ;
- le forage dirigé horizontal.

Les méthodes de réhabilitation comprenant l'éclatement ou la fragmentation de la canalisation, le revêtement en béton, le poussage ou le fonçage d'une nouvelle canalisation ne sont généralement pas recommandées pour être utilisées au sein de systèmes de digues.

10.5.6.1 Remplacement de canalisation par tranchée ouverte

Cette catégorie comprend un grand nombre d'éléments différents, employés pour apporter ou améliorer la protection contre les inondations, ou qui occupent ou empiètent sur l'emprise ou la structure de la digue. Une liste exhaustive peut être trouvée aux sections 3.4.1.5 et 3.4.2.1.

Le remplacement de canalisation ou de ponceau par tranchée ouverte est la méthode la plus intrusive de réhabilitation d'une canalisation défaillante. Cette approche nécessite le creusement dans la digue jusqu'à la canalisation ou le ponceau, le retrait et le remplacement ou la réparation des éléments endommagés avant la remise en place dans la digue. Les avantages d'un remplacement par tranchée ouverte sont les suivants :

- la canalisation peut être entièrement inspectée et réparée ou remplacée avec confiance et dans le respect de normes modernes ;
- le travail peut généralement être effectué en utilisant un équipement conventionnel, et peut faire l'objet d'une prestation de travaux conclue avec les entreprises de terrassement les plus compétentes, possédant une grande maîtrise de ce type de travaux ;
- cette technique offre une souplesse qui permet de modifier si nécessaire la taille ou le tracé de la canalisation et de pouvoir soit se concentrer seulement sur les zones endommagées, soit de remplacer l'ensemble de la canalisation.

Toutefois, cette technique présente le risque que la digue ne soit pas opérationnelle pendant le creusement, ce qui signifie que le travail doit être mené en dehors de la période des inondations. Par ailleurs, le creusement et le remplacement peuvent créer un point de faiblesse au sein de la digue. Globalement, si la canalisation est peu profonde et que la circulation n'est pas interrompue, le remplacement de canalisation peut être moins cher que sa réparation.

Les problématiques, les méthodes et les exemples de conception détaillée sont les mêmes que pour de nouvelles canalisations – cf. section 9.14.4.

10.5.6.2 Tubage

Le tubage est une méthode sans tranchée dans laquelle une canalisation de revêtement est mise en place dans une canalisation hôte endommagée de plus grande dimension. Les matériaux de canalisation de tubage ayant été installés et ayant montré de bonnes performances sont indiqués à la section 9.14.4.4, en parallèle des considérations de conception associées.

Cette approche peut être utilisée lorsque la canalisation hôte endommagée conserve encore sa géométrie interne d'origine, avec seulement des affaissements du toit, des boucles inversées (« *invert buckles* ») ou des déformations de la canalisation limitées. Avantages et inconvénients de cette approche sont présentés au tableau 10.27. Lorsqu'un talus présente des signes de fontis en raison de pertes de sol (probablement vers la canalisation détériorée à travers les orifices identifiés lors d'inspections), alors le tubage n'est pas recommandé et des méthodes en tranchées ouvertes doivent être mises en œuvre.

Tableau 10.27 **Avantage et inconvénients d'une canalisation par tubage**

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> le tubage est fréquemment bien moins cher que le remplacement d'une canalisation par tranchée ouverte. Le coût du tubage est principalement fonction de la longueur et du diamètre de la canalisation, et ne dépend que faiblement de la profondeur d'enfouissement de la canalisation ; la digue elle-même n'est pas directement impactée par les travaux. Le système de lutte contre les inondations reste intact pendant l'ensemble des travaux, et une grande partie des nuisances environnementales provoquées par l'excavation et le remplacement sont évitées ; la mise en place est simplifiée et le processus de remplacement de la canalisation peut être effectué sur une période considérablement raccourcie ; les problématiques de sécurité associées avec des tranchées profondes, des pentes raides d'excavations, un travail dans des caissons de tranchée, ou l'exposition des ouvriers à la circulation, sont généralement réduites ou même éliminées ; le travail nécessaire de conception et de documentation d'ingénierie est moins important (par exemple, moins d'études et de calculs de conception, de plans et de spécifications) ; des problématiques inconnues associées avec des perturbations du terrain, l'ouverture de sections de la digue, ainsi que d'autres risques associés avec le creusement de tranchées ou des excavations, sont minimisées. 	<ul style="list-style-type: none"> le tubage doit être d'un diamètre inférieur au diamètre d'origine ou à celui de la canalisation hôte. La canalisation hôte doit avoir suffisamment d'espace pour permettre de tirer ou pousser la nouvelle canalisation à travers l'ouverture, et aussi doit laisser un espace suffisant pour permettre une bonne injection. Un calcul peut être nécessaire pour vérifier que l'espace est suffisant ; ni la canalisation existante ni la canalisation de remplacement ne peuvent être vérifiées aussi complètement que cela serait le cas avec une excavation et un remplacement. Il est important de noter que le scellement entre la canalisation existante et le tubage ne peut pas être inspecté ni vérifié.

Les trois méthodes de tubage les plus connues sont :

- le tubage continu** : il s'agit de l'insertion d'une seule section de canalisation de tubage au sein de la canalisation hôte. Cela peut être effectué en soudant ensemble des sections de polyéthylène à haute densité extrudé (HDPE) ou de canalisation renforcée par de la fibre de verre (GFR), de façon à ce que la totalité de la canalisation de tubage soit tirée au sein de la canalisation hôte en une opération ;
- le tubage par segments** : cette technique est semblable au tubage continu (cf. figure 10.72), mais dans ce cas, les différentes parties de canalisation sont positionnées, raccordées à la partie précédente (des raccords vissés, emboîtés ou soudés sont utilisés), puis sont poussées ou tirées au sein de la canalisation hôte. Les raccords entre les parties de canalisation ne doivent ni augmenter le diamètre extérieur de la canalisation de tubage, ni réduire son diamètre intérieur ;
- le tubage à enroulement en spirale** : il s'agit de la technique la plus efficace sur de petites distances (moins de 30 mètres) et elle est généralement utilisée lorsque l'accès est difficile, comme à partir d'un trou d'homme (voir figure 10.73). L'installation d'un tubage en spirale présente de bonnes performances lorsque la canalisation de tubage a un diamètre significativement plus petit que celui de la canalisation hôte (plus de 50 millimètres plus petite), de manière à éviter des blocages. Dans ce cas, l'analyse des performances hydrauliques doit montrer que l'utilisation d'une canalisation plus petite ne gêne pas les performances.



Figure 10.72 **Installation classique d'un tubage par segments, système de digues de New Albany, dans l'Indiana, aux États-Unis**

(source : Christina Neutz)



Figure 10.73 **Installation classique d'un tubage en spirale, système de digue de Jeffersonville/Clarksville, dans l'Indiana, aux États-Unis**

(source : Christina Neutz)

Mise en place de tubages

Si l'on s'attend à ce que l'eau puisse à tout moment s'écouler à travers la canalisation hôte au cours du processus de réhabilitation, des mesures appropriées doivent être prises pour maîtriser ou dériver l'eau, de manière à ce que la mise en place du tubage puisse être réalisée dans des conditions sèches. La canalisation hôte doit être entièrement nettoyée avant de mettre en place le tubage. L'ensemble des débris, les particules, les racines, les dépôts ou de quelconques autres matières qui empêcheraient une bonne installation du tubage ou des joints annulaires doivent être éliminés.

L'eau de nettoyage et les débris retirés de la canalisation ou du ponceau doivent être pris en compte, de façon à se conformer aux réglementations relatives à l'environnement et à la maîtrise de la sédimentation.

Après avoir nettoyé les canalisations, un mandrin doit être tiré à travers les canalisations hôtes pour vérifier que la canalisation de tubage aura l'espace nécessaire au sein de la canalisation hôte. La longueur du mandrin doit être égale à celle entre deux joints au sein de la canalisation de tubage. Le diamètre du mandrin doit être 50 millimètres plus grand que le diamètre extérieur de la canalisation de tubage envisagée et la rigidité du mandrin doit être égale ou supérieure à celle du tubage. Un segment de canalisation de tubage avec des espaceurs ajoutés pour accroître son diamètre peut être utilisé comme mandrin, mais ce segment de test ne doit pas être utilisé comme canalisation de tubage permanente. Les canalisations hôtes de 900 millimètres de diamètre ou plus peuvent aussi être vérifiées par l'entrée d'un technicien (dans le respect des règles de santé et de sécurité), ou avec un mandrin à scanner laser.

Lors de l'installation, il convient de prendre les précautions nécessaires pour préserver les parois et l'inclinaison de la canalisation hôte et éviter la flottaison de la canalisation de tubage. Cela peut être effectué en prévoyant un renfort sur la partie supérieure de la canalisation de tubage (au niveau des positions de 2, 10 et 12 heures), de manière à éviter une flottaison au cours du scellement et à conserver une espace annulaire suffisant autour de la canalisation de tubage, et cela dans toutes les directions. L'installation doit être effectuée de façon à ce que le radier de la canalisation de tubage soit aussi bas que possible au sein de la canalisation hôte, tout en conservant l'espace annulaire.

Les canalisations de tubage peuvent être calées avec des sacs de sable, scellées, et alimentées en eau au cours de l'installation pour réduire la flottabilité. Les recommandations du fabricant de canalisations relatives au chargement doivent être suivies au cours de l'installation, de manière à ce que les canalisations ne subissent pas un excès de contraintes ou ne soient pas endommagées.

Une canalisation en métal ondulé (CMP) avec un revêtement intérieur bitumineux ne doit pas faire l'objet d'un tubage par temps chaud. Le matériau bitumineux devient mou par temps chaud et tend à coller au cours de l'installation, particulièrement sur la partie du tubage progressant en premier.

Produits d'injection

Du fait que les installations par tubage, mettant en œuvre des canalisations HDPE à paroi épaisse ou des canalisations plastiques renforcées en fibre de verre, devraient être conçues pour résister à l'ensemble des charges extérieures, une « cimentation non structurale », semblable à une cimentation légère d'isolation, peut être employée. Toutefois une « cimentation structurale » doit généralement être adoptée en association avec la pose d'un revêtement PVC enroulé en spirale. Les recommandations classiques en matière de propriétés du liant sont présentées à l'encadré 10.23.

Encadré 10.23

Recommandations classiques aux États-Unis concernant les propriétés du liant utilisé pour sceller les travaux par tubage

Le liant doit être mélangé en utilisant un ciment Portland ordinaire et de l'eau potable. Des pouzzolanes et d'autres matériaux de cimentation sont possibles, de même que l'utilisation de la cendre volante (types C ou F aux États-Unis). Des adjuvants sont normalement choisis par l'entrepreneur mettant en œuvre le liant associé au tubage, de façon à obtenir les performances nécessaires, pour améliorer les caractéristiques de pompage, ainsi que pour contrôler le temps de prise et réduire la ségrégation. Les adjuvants ne doivent pas forcément être biodégradables.

Les liants non-structuraux doivent posséder une résistance minimum à la pénétration à 24 heures de 0,7 MPa (ASTM C403) et une résistance minimum à la compression à 28 jours de 2,1 MPa (ASTM C495). Un émulsifiant doit être incorporé au liant, et la densité du liant doit être de $7 \text{ kN/m}^3 \pm 0.5 \text{ kN/m}^3$ (ASTM C138). La viscosité du liant doit être de 20 secondes ou moins (ASTM C939), de manière à ce qu'il puisse s'écouler correctement dans l'espace annulaire.

Les liants structuraux doivent posséder une résistance minimum à la compression à 28 jours de 21 MPa (3 000 psi) (ASTM C942). La viscosité du liant doit être de 35 secondes ou moins (ASTM C939), de manière à ce qu'il puisse s'écouler correctement dans l'espace annulaire.

Injection

L'espace annulaire à l'extrémité de la canalisation est classiquement scellé en employant un béton à base de ciment pour créer une isolation. L'espace annulaire entre les cloisons d'isolation est ensuite rempli par du liant à basse pression à travers des orifices d'injection le long les compartiments. Le

liant remplit l'espace annulaire, puis s'écoule des événements qui traversent le compartiment le plus éloigné. Le liant peut également sceller des joints ouverts, remplir de petits espaces autour des canalisations, et stabiliser les terrains entourant la masse de sol. La figure 10.74 est une coupe transversale d'une canalisation, montrant le liant et les tubes d'évacuation de l'air, les cloisons de séparation et les zones cimentées. Des recommandations supplémentaires concernant le processus d'injection sont fournies dans l'encadré 10.24.

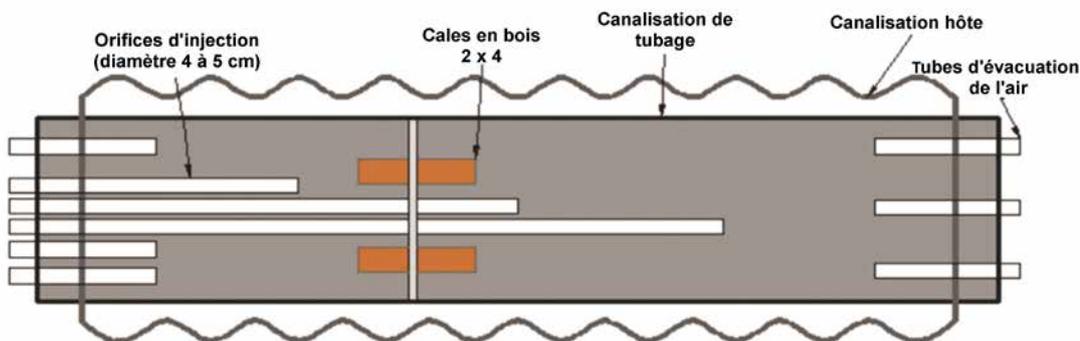


Figure 10.74 **Vue en plan classique de l'organisation de l'injection lors du scellement de l'espace annulaire entre la canalisation hôte et la canalisation de tubage**
(source : Christina Neutz)

Encadré 10.24

Recommandations détaillées concernant le processus d'injection du ciment

Injection du ciment

Après la mise en place du tubage au sein de la canalisation hôte, des cloisonnements doivent être établis à chaque extrémité de la canalisation de l'amont vers l'aval. Les cloisonnements doivent être obtenus par la mise en place d'un mélange visqueux de béton à base de ciment Portland (très faible rapport eau-ciment) entre la canalisation de tubage et la canalisation hôte. Ce mélange doit être mis en place en poussant avec une barre puis fini à la truelle pour obtenir une surface semblable au béton alentour. Les orifices d'injection et les événements (les deux généralement sous la forme d'un tube en PVC) qui traversent le cloisonnement doivent être scellés dans leur position. Le percement d'orifices d'injection supplémentaires à travers la surface ou à travers la canalisation de tubage pour faciliter l'injection du ciment doit normalement être prohibé, car cela peut endommager la canalisation ou la zone qui l'entoure.

Le cloisonnement doit être achevé à la main avec un liant à base de ciment Portland ordinaire. Après une période de prise suffisante, un traitement de béton silicaté réactif soluble doit être appliqué sur la totalité de la surface des cloisonnements. Cela contribue à la prévention de problèmes liés au gel et au dégel, qui conduisent au fil du temps à une détérioration des cloisons. Il faut particulièrement veiller à vérifier que le produit a été correctement appliqué sur le ciment des cloisons.

Suite à la mise en place des cloisonnements, l'espace annulaire entre canalisation de tubage et canalisation hôte doit être entièrement rempli avec un mélange approprié de liant. Le liant doit être injecté à basse pression, au niveau de l'une des extrémités de la canalisation (de préférence à l'extrémité aval), et doit s'écouler à travers l'espace annulaire en direction de l'autre extrémité. L'injection de liant doit se poursuivre jusqu'à ce que les conditions suivantes soient remplies :

1. un volume de liant plus important que le volume minimum estimé à l'origine a été injecté ;
2. le liant récupéré en sortie au niveau de chaque événement présente une densité qui n'est pas inférieure à 85 % de la densité d'origine du liant qui vient d'être injecté ;
3. Le liant récupéré en sortie au niveau de chaque événement présente une viscosité qui n'est pas inférieure à 85 % de celle d'origine du liant ;
4. Un spécialiste de l'injection et un organisme de contrôle doivent superviser l'arrêt des opérations de maçonnerie.

Le dispositif d'injection doit avoir des capteurs suffisants, des dispositifs de suivi ainsi que des tests permettant de déterminer le niveau d'efficacité de l'opération de cimentation, de même que pour s'assurer du respect des spécifications et des paramètres de conception.

Des vérifications doivent être effectuées à la fois sur la conception et sur l'ensemble des travaux, de façon à s'assurer que la pression externe du ciment ne conduise pas à une rupture de la nouvelle canalisation. La pression mesurée du liant ne doit pas dépasser les recommandations du fabricant de la canalisation.

Les extrémités visibles de l'ensemble des canalisations de tubage doivent se terminer par une surface propre, sans signe visible notamment d'évacuation de liant ou de tubes d'injection. Aucun liant sec ne doit rester à l'intérieur du radier de la canalisation de tubage après la fin des opérations d'injection.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

10.6 RÉFÉRENCES

BCT (2003) *Bat boxes*, Bat Conservation Trust, London.

www.bats.org.uk/pages/bat_boxes.html

BIELBY, S C and GILBERTSON, A L (2008) *Site safety handbook (fourth edition)*, C669, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-669-5).

www.ciria.org

BRIGHT, P, MORRIS, P, MITCHELL-JONES, T (2006) *The dormouse conservation handbook, second edition*, English Nature, Peterborough, UK (ISBN : 1-85716-219-6).

<http://publications.naturalengland.org.uk/publication/80018>

CHARLES, P and WADAMS, G (2012) *Environmental good practice on site – pocket book*, C715, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-718-0).

www.ciria.org

CIRIA (2002) *A simple guide to controlling risk*, SP154, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-804-0).

www.ciria.org

ENGLISH NATURE (1998) *Facts about reptiles*, English Nature, Peterborough, UK (ISBN : 978-1-85716-008-6)

ENGLISH NATURE (2001a) *Water voles – the law in practice*, English Nature, Peterborough, UK (ISBN : 1-85716-458-X).

www.lbp.org.uk/downloads/Publications/PlanningGuidance/NE_watervoles.pdf

ENGLISH NATURE (2001b) *Great crested newt mitigation guidelines*, English Nature, Peterborough, UK (ISBN : 1-85716-568-3)

<http://publications.naturalengland.org.uk/publication/810429>

ENGLISH NATURE (2002) *Badgers and development*, English Nature, Peterborough, UK (ISBN : 1-85716-614-0).

http://badgerland.co.uk/downloads/en_badgers_development.pdf

HOFFMANS, G (2007) *Addendum on the technical report on water retaining earth structures* (in Dutch) (ISBN : 978-9-03691-411-6), Ministerie van Verkeer en Waterstaat, TU Delf.

<http://repository.tudelft.nl/view/hydro/uuid%3A5c779127-42e9-43df-9cc6-da1e7788972f/>

NATURAL ENGLAND (2011) *Focus on bats : discovering their lifestyle and habitats*, NE23, Natural England, Peterborough, UK (ISBN : 978-1-84754-019-5).

www.naturalengland.org.uk/

SNH (2008) *Otter and development*, Scottish Natural Heritage, Scotland.

www.snh.org.uk/publications/on-line/wildlife/otters/default.asp

TAW (1996) *Technical report on clay for dikes*, Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands (Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen), the Netherlands.

<http://repository.tudelft.nl/assets/uuid:76d7502e-1519-449f-874f-fcd70f12c221/TRClayforDikes.pdf>

TAW (2001) *Technical report on water retaining earth structures, geotechnical aspects of levees and dams*, Technical Advisory Committee for Flood Defence in the Netherlands (Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen), the Netherlands.

www.enwinfo.nl/engels/downloads/TRSoilStructures.pdf

VAN DER MEER, M T and HALTER, W R (2005) *Richtlijn ophogen met klei uit baggerspecie (Guideline for construction with clay made of dredged material)* (in Dutch). DWW-2005-072, Rijkswaterstaat, the Netherlands.

<http://nl.scribd.com/doc/81982392/Richtlijn-ophogen-met-klei-uit-baggerspecie>

Références législatives

Lois

Ground Game Act 1880 (c. 47) (Regnal. 43_and_44_Vict)

Hare Protection Act 1911

Protection of Badgers Act 1992 (c. 51)

Wildlife and countryside Act 1981 Schedule 5

Codes

Mississippi Code 2010 "Crimes Against Property", Chapter 17, Crimes, No 97, 97-17-84, *Penalty for removal of "sea oats" or "uniola paniculata" from shores.*

<https://law.resource.org/pub/us/code/ms/ms.xml.2010/2010/title-97/17/97-17-84/index.html>

Florida Statutes (2012) County Organisation and Intergovernmental Relations, Chapter 161, *Beach and shore preservation*, section 161.242, "Harvesting of sea oats and sea grapes prohibited ; possession prima facie evidence of violation".

www.flsenate.gov/Laws/Statutes/2012/161.242

Règlements

The Conservation (Natural Habitats, &c.) Regulations 1994 (No. 2716)

The Construction (Design and Management) Regulations 2007 (No. 320)

The Management of Health and Safety at Work Regulations 1999 (No.. 3242)

Standards

BS OHSAS 18001 Occupational health and safety management

ISO 14001 Environmental management

ISO 9001 :2008 Quality management systems – Requirements

10.7 POUR ALLER PLUS LOIN

BUDD, M, JOHN, S, SIMM, J and WILKINSON, M (2003) *Coastal and marine environmental site guide*, C584, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-584-1).

www.ciria.org

CIRIA, CUR, Cerema (2007) *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*, C683, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-683-1).

www.ciria.org

COVENTRY, S, SHORTER, B and KINGSLEY, M (2001) *Demonstrating waste minimisation benefits in construction*, C536, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-536-0).

www.ciria.org

ENVIRONMENT AGENCY, SEPA, ENVIRONMENT AND HERITAGE SERVICE (2009) Pollution Prevention Guidance Note 21 : *Pollution incident response planning*.

<http://tinyurl.com/cl38jgg>

GUTHRIE, P, WOOLVERIDGE, A C and COVENTRY, S (1998) *Managing materials and components on site*, SP146, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-481-3).

www.ciria.org

KAMPHUIS, J W (2010) *Introduction to coastal engineering and management, second edition*, World Scientific Publishing, Singapore (ISBN : 978-9812834850)

NICHOLSON, D, TSE, C-M and PENNY, E I C (1999) *The Observation Method in ground engineering : principles and applications*, R185, CIRIA, London (ISBN : 978-0-86017-497-4).

www.ciria.org

SHORT, A D (ed) (1999) *Handbook of beach and shoreface morphodynamics*, John Wiley, New York, États-Unis (ISBN : 978-0-471-96570-1)

Glossaire

Affaissement

Mouvement du sol (essentiellement vertical) qui n'est pas causé par l'application d'une charge externe. Parmi les causes d'affaissement figurent les karsts, l'érosion interne, les effondrements de galeries de mines, les tassements causés par les animaux fouisseurs et le retrait dû à la dessiccation provoquée par l'humidité absorbée par les arbres et la végétation haute.

Affouillement

Érosion du sol à l'arrière ou autour d'un ouvrage, susceptible de compromettre sa stabilité ou son intégrité et sa fonction. Dans un cours d'eau : érosion du lit ou des rives par l'action du mouvement de l'eau, communément liée à une contraction du chenal ou à des points singuliers comme une pile de pont. Sur le littoral : érosion causée par les forces de cisaillement associées à l'écoulement de l'eau et aux effets de la houle. *Voir aussi processus d'érosion*

Aire réservée à la maintenance

Zones situées aux deux pieds de la digue qui doivent demeurer libres d'accès pour la surveillance et l'entretien.

Aléa, danger

1. Situation résultant d'événement naturel (par exemple : crue, tempête), phénomène ou activité humaine pouvant potentiellement causer des dommages.
2. Probabilité d'occurrence d'un phénomène dangereux d'une certaine intensité.

Altération

Action physique, chimique et biologique conduisant à une détérioration de la résistance de la masse rocheuse ou de celle des blocs d'enrochement.

Amélioration

Accroissement de performance en fonction d'un critère donné.

Aménagement

Modification de l'affectation des terres, souvent pour l'aménagement de logements, de sites industriels ou de nouveaux ouvrages. Ces modifications sont d'un intérêt particulier lorsqu'elles interviennent en zone inondable.

Amont

Fait référence à la direction opposée à l'écoulement d'un cours d'eau.

Analyse coûts bénéfiques

Méthode d'analyse économique qui évalue les coûts et bénéfices en unités monétaires d'une intervention, d'une option de conception ou d'un processus de management. Cette technique analytique est utile pour comparer différentes alternatives.

Analyse de risque

Il s'agit du cadre décisionnel qui inclut trois tâches : évaluation du risque, gestion du risque et communication sur le risque.

Analyse de sensibilité

Considérant les résultats d'une évaluation, étude des variations potentielles induites par la modification des valeurs de paramètres importants soumis à incertitudes.

Analyse fonctionnelle

Analyse d'un système, d'un milieu et de leurs composants sur la base de ses/leurs principales fonctions.

Analyse multicritères

Utilisation de plusieurs facteurs, impliquant différentes unités de mesure ou d'évaluation, pour juger une performance. Communément menée dans le cadre d'un outil décisionnel structuré.

Angle de frottement

Angle de frottement entre le sol et un mur de soutènement ou la face inférieure d'une fondation. *Voir angle de frottement interne*

Angle de frottement interne

Pour un sol donné, angle obtenu en représentant graphiquement la contrainte de cisaillement à la rupture en fonction des contraintes normales exercées.

Angle de résistance au cisaillement

Ratio des contraintes effectives normales et de cisaillement mobilisées avant toute rupture.

Angle de talus naturel

Angle maximal, juste avant la rupture, d'un talus composé de matériaux granulaires.

Anisotropie

Propriété d'un sol dépendante de la direction, telle que sa résistance, sa rigidité et sa perméabilité.

Aquifère

Couche de sol dont la perméabilité est relativement importante ; une strate de roche ou de sol aquifère.

Argile

Matériau sédimentaire compact, collant, mou et plastique lorsqu'il est mouillé, constitué principalement de différents silicates d'aluminium. Les particules d'argile sont plus petites que le limon, avec un diamètre inférieur à 0,0039 mm (2 2 micro-m). Les argiles possèdent des propriétés électromagnétiques qui lient les particules ensemble, leur conférant une force globale ou cohésion. *Voir aussi limon, sable*

Artésien

Situation où la charge piézométrique de la nappe phréatique est au-dessus du niveau du sol.

Asphalte

Description de tous mélanges d'agrégats minéraux liés par des matériaux bitumeux utilisés pour la construction et la maintenance de surfaces pavées.

Attribution du risque

Détermination de la contribution de dispositifs spécifiques ou de groupes de dispositifs au risque global existant dans une zone endiguée. Ceci permet de définir les interventions à envisager pour la gestion des risques.

Avantage

Niveau estimé de réduction du risque d'inondation résultant des ouvrages de défense installés.

Banquette

Terme désignant des rebords en forme de marches ou de terrasses créées sur le flanc d'une levée lors de sa construction pour assurer une bonne interaction entre deux couches.
Voir aussi berme

Barrage

Barrière artificielle construite sur des rivières ou dans des estuaires, et qui peut retenir de l'eau ou des liquides en vue de leur stockage ou de leur contrôle.

Voir aussi barrage d'estuaire

Barrage d'estuaire

Ouvrage construit dans un estuaire dans le but spécifique d'empêcher, voire d'une certaine manière, modifier la propagation de la marée. Synonyme : barrage côtier. *Voir aussi barrage*

Basculement

Conséquence de pressions latérales excessives de la terre par rapport à la résistance du mur de soutènement, ayant pour effet de faire basculer ou renverser le dispositif de soutènement.

Bassin versant

Portion de territoire dont les eaux des précipitations et les eaux souterraines convergent et contribuent à alimenter un même cours d'eau.

Batardeau (composant d'un système de protection)

Système de poutres en bois ou en métal, disposées horizontalement dans une ouverture pratiquée dans une digue ou reliant les piédroits d'un ouvrage de décharge, utilisées pour mettre à sec une partie de la structure ou de son environnement à des fins de maintenance, ou pour relever le niveau de surverse.

Batardeau (de chantier)

Ouvrage provisoire utilisé pour clôturer une zone de travaux, et empêcher la terre ou l'eau d'y pénétrer.

Bentonite

Argile colloïdale constituée essentiellement du minéral montmorillonite sodique et de silicate d'aluminium hydraté, qui gonfle fortement au contact de l'eau.

Berne

Plateforme horizontale créée dans la pente d'un talus ou remblai.

Bief

Section de cours d'eau de longueur mesurable définie pour faciliter leur gestion. Canal d'eau contrôlé par un ouvrage hydraulique (écluse, vanne, seuil, etc.).

Bitume

Liant hydrocarboné. Un matériau adhésif pratiquement non volatil dérivé du pétrole brut, utilisé pour couvrir les granulats minéraux pour les travaux de construction et de maintenance des surfaces revêtues.

Blocométrie

Taille des blocs d'enrochement représentée par classes pour exprimer les proportions relatives de blocs plus ou moins conséquents.

Boue

Matière mouillée, molle et terreuse se trouvant sur le sol après la pluie, au fond d'un étang ou le long des berges d'une rivière.

Brèche

Emport de matériau qui permet à l'eau de passer au travers de l'ouvrage. *Voir aussi détérioration, rupture, défaillance progressive*

Brise-lames

Ouvrages construits sur le littoral faisant partie d'un système de défense contre la mer, pour protéger les plages et/ou ports des effets des vagues, de l'érosion côtière ou de la dérive longitudinale. Ils peuvent être édifiés à une certaine distance de la côte, ou reliés à une extrémité à celle-ci. Ils peuvent être fixes ou flottants. Un brise-lames est conçu pour absorber l'énergie produite par l'impact des vagues. Pour ce faire, il est possible d'employer des structures rigides (ex : des caissons) ou des éléments disposés sur un talus (ex : des blocs d'enrochements ou de béton). *Voir aussi digue, épi, jetée*

Butée des terres

Contrainte horizontale maximale exercée par un volume de sol sur une surface exerçant une poussée dans le sens opposé.

Cambrure de la houle

Rapport entre la hauteur de la houle et sa longueur d'onde.

Canal

Voie de passage artificielle de l'eau de grandes dimensions, souvent avec une section trapézoïdale, conçue pour des écoulements lents. Sert à transporter de l'eau pour la navigation, l'hydroélectricité, l'irrigation ou le drainage.

Canal de récupération des eaux de percolation

Canal construit pour collecter et évacuer les eaux de percolation. Ce canal peut être réalisé en creusant un fossé ou en construisant une petite digue appelée « digue de récupération des eaux de percolation ».

Capacité portante

Capacité d'une fondation à supporter le poids d'une charge appliquée.

Capacité portante admissible

Pression maximum admissible sur une fondation, généralement déterminée pour limiter les tassements.

Capacité portante ultime

Contrainte susceptible de provoquer une rupture par cisaillement du sol sous une fondation ; dépendante de la résistance au cisaillement du sol, des charges appliquées et de la forme et de la profondeur de la fondation.

Capillarité ou action capillaire

Capacité d'un liquide à être transporté dans un mouvement ascendant, contre la gravité, dans un espace étroit tel qu'un tube fin, ou à travers des matériaux poreux comme le papier, ou non poreux telle que la fibre de carbone liquéfiée. Synonyme : suction.

Caractéristiques du sol en place

Paramètres techniques définissant un sol en place tels que perméabilité, force de cisaillement et consolidation (distincts des propriétés intrinsèques à la matière).

Cercle de rupture

Lors de l'analyse de stabilité d'une pente, le cercle de rupture correspond au niveau de sécurité le plus bas.

Champ de vagues

Mesures de hauteur, fréquence et direction des vagues dans une zone donnée à un moment précis.

Champ des vents

Vitesse et direction des vents sur une zone donnée et à un moment donné.

Changement climatique

Tendances à long terme impliquant la température, la vitesse du vent, les courants, ayant des conséquences sur le niveau moyen des mers, la hauteur des vagues, les précipitations, etc.

Charge dynamique

Énergie cinétique de l'eau qui coule, représentée sous la forme du niveau vertical que l'eau atteindrait dans un tube de Pitot. Voir aussi charge hydraulique

Charge hydraulique

Énergie totale par unité de masse de fluide exprimée en mètres d'eau au-dessus d'un plan de référence géodésique. Voir aussi pression piézométrique, charge dynamique, ligne de charge, énergie spécifique

Charge hydraulique

Hauteur d'une colonne d'eau nécessaire pour générer une pression donnée en un point donné. Voir aussi pression piézométrique

Charriage

Mode de transport par l'eau des sédiments au cours duquel les particules individuelles roulent, glissent ou rebondissent sur le fond sous la forme d'une couche peu épaisse et mobile de quelques particules de profondeur. Partie de la charge sédimentaire qui n'est pas continuellement en suspension. Voir aussi transport solide par suspension

Chenal d'écoulement en crue

Passage suivi par l'écoulement pendant une crue. Également zone d'évacuation de l'eau mise en place pour évacuer un débit dépassant un certain niveau.

Chenal, lit d'une rivière

1. Voie d'eau artificielle ou naturelle d'une certaine dimension qui, soit périodiquement soit continuellement, contient de l'eau courante ou crée un lien entre deux étendues d'eau.
2. Partie d'une étendue d'eau suffisamment profonde pour permettre la navigation à travers une zone autrement trop superficielle pour être navigable. (Synonyme : chenal de navigation).
3. Partie la plus profonde d'un cours d'eau, d'une baie, d'un détroit par laquelle s'écoule le plus important volume ou courant d'eau.

Classification des sols

Système de classification normalisé pour quantifier certaines caractéristiques d'un sol, importantes pour déterminer son comportement.

Coefficient d'ennoïement

Rapport entre la profondeur de l'eau au-dessus du niveau de la crête du déversoir en aval et celle en amont.

Coefficient de sécurité

Rapport entre la valeur limite d'une quantité et la valeur nominale de cette quantité.

Coefficient de shoaling

Rapport entre la hauteur effective de la houle et la hauteur de la houle en eau profonde.

Colmatage ou retenue d'eau créée par le colmatage

1. Colmatage de filtre qui restreint l'écoulement de l'eau, conduisant à la formation d'accumulation de surface.
2. Quantité d'eau bloquée côté terre d'une digue lorsque le drainage naturel est inopérant ou temporairement interrompu par la digue ou les ouvrages associés.

Compactage

Diminution du volume des sols dont l'air, et dans le cas de sols non cohésifs, l'eau, sont expulsés des vides par action mécanique. En construction, le compactage est réalisé par roulage, damage ou vibration des sols.

Compactage relatif

Spécification de masse volumique minimale, communément présentée sous la forme d'un pourcentage de la masse volumique sèche maximale.

Compression mono-dimensionnelle

Compression verticale n'impliquant aucune déformation latérale ou horizontale.

Conditions aux limites

Conditions physiques, par exemple, vagues, courants et dérives, utilisées comme données d'entrée ou contraintes aux limites des modèles physiques ou numériques.

Conductivité hydraulique

Pour un fluide visqueux dans un milieu saturé, rapport entre le débit surfacique d'un écoulement et le gradient hydraulique.

Conduite enterrée, dalot, buse

Conduite fermée permettant à un cours d'eau de passer sous un obstacle tel qu'une route, une voie ferrée ou un canal. Le terme « fermée » implique qu'une telle conduite comporte une dalle et une buse. Le terme « conduite » implique le passage d'eau périodiquement ou en continu, mais exclut les tunnels et souterrains pour véhicules, piétons et animaux.

Conséquence d'une rupture

Somme des accidents corporels, décès, dommages matériels, environnementaux, autres (ex : patrimoine culturel) causés par la défaillance d'un ouvrage ou système de protection contre les inondations.

Voir aussi dommages potentiels

Consolidation

Changement naturel (par opposition au compactage) du volume d'un sol conduisant souvent à un tassement résultant de l'expulsion de l'air ou de l'eau qu'il contient et de la dissipation de l'excès de pression interstitielle sous des charges statiques permanentes

Consolidation primaire

Consolidation à long terme d'une argile ou d'un sol organique par l'évacuation de l'eau des pores sous l'effet d'une pression élevée.

Constructibilité

Étude définissant dès la conception de l'ouvrage, la meilleure stratégie pour atteindre les objectifs du projet dans le respect des exigences de la construction.

Contrainte

Pression physique, traction ou autre action exercée par un élément sur un autre.

Contrainte de cisaillement

Force par unité de surface appliquée de manière tangentielle sur un plan ou une surface donn(e).

Contrainte due au vent

Mode de transfert de l'énergie du vent à la surface de l'eau.

Contrainte effective

Partie de la contrainte totale supportée par le squelette granulaire du sol. Il s'agit de la contrainte qui provoque les changements de volume du sol et mobilise les efforts de cisaillement par le frottement des grains. Elle correspond à la différence entre la contrainte totale et la pression de l'eau interstitielle.

Contrainte limite d'élasticité

Contrainte à laquelle des déformations irréversibles affectent les sols.

Contrainte normale moyenne

Valeur moyenne des trois contraintes orthogonales.

Contrainte totale

Fait généralement référence à la contrainte verticale qui est le poids par unité de surface de tout ce qui se trouve au-dessus d'un point précis.

Contrainte verticale

Contrainte totale ou effective exercée verticalement sur une masse de sol à une profondeur donnée, causée par le poids propre du sol et par toute surcharge potentielle sus-jacents.

Contraintes principales

Contraintes normales agissant selon les directions des axes principaux de contraintes.

Contrôle du risque

Action délibérée mise en œuvre pour diminuer le potentiel de dommages ou le maintenir à un niveau acceptable.

Corps

Partie principale d'un ouvrage en terre, dont la fonction essentielle est la stabilité. Dans le cadre de barrages et de digues homogènes, il sert aussi à l'étanchéité. *Voir aussi noyau*

Côté eau

Fait référence au côté de l'ouvrage de protection contre les inondations se trouvant du côté de l'eau. Antonyme : côté terre.

Côté terre

Fait référence au côté de l'ouvrage opposé au plan d'eau. Antonyme : côté eau.

Couche d'assise

Une ou plusieurs couches de granulats en-dessous d'une levée ou brise-lames, digue ou épi. Le but recherché est d'empêcher que le matériau naturel du fond soit emporté par l'eau.

Couche de couverture

Couverture superficielle du sol contenant de l'humus, propice à la végétation.

Couche drainante

Couche ou strate du sol permettant à l'eau interstitielle de s'écouler vers le haut ou le bas à travers les couches perméables supérieures ou inférieures, entraînant donc un drainage bidirectionnel. *Voir aussi filtre, drain*

Couche ou zone filtre

Couche ou zone comportant une granulométrie particulière ou un géotextile afin d'éviter le transport de particules en cas d'écoulement. Synonyme : filtre multicouches.

Coulis d'injection

Matériau utilisé pour remplir les vides et sceller les joints. Il est généralement constitué d'un mélange d'eau, de ciment, de sable, de bentonite et parfois de gravier fin. Il durcit dans le temps, comme du mortier.

Courant

Masse d'eau coulant de manière régulière dans une direction spécifique. *Voir aussi écoulement*

Courbe de saturation

Pour une saturation donnée, courbe reliant les masses volumiques sèches aux teneurs en eau.

Courbe de tarage

Relation empirique entre le débit et la hauteur d'eau dans une section donnée.

Courbe des durées d'écoulement

Courbe donnant la durée pendant laquelle un débit est égal ou dépassé.

Courbe granulométrique

Voir granulométrie

Cours d'eau

Tous fleuves, rivières, ruisseaux, fossés, drains, passes, conduites enterrées, digues, biefs, égouts et passages conçus pour servir ou servant d'écoulement d'eau, à l'exclusion de tuyaux ou autres ouvrages destinés à fournir de l'eau à un bâtiment.

Coût total de maintenance

Coût total de gestion et d'entretien d'un ouvrage pour sa durée de vie ou de service, c'est-à-dire, la période de temps après sa construction ou sa restauration au cours de laquelle il est considéré que les performances escomptées seront atteintes ou dépassées en réalisant le programme d'entretien mais sans que des réparations majeures soient nécessaires. *Voir aussi cycle de vie*

Crête

Partie la plus élevée d'une digue, d'un brise-lames, d'un mur à la mer, d'un barrage ou d'une rive

Crête d'une vague

Partie supérieure d'une vague. Antonyme : creux d'une vague.

Creux de la vague

Partie inférieure de la vague. Antonyme : crête.

Critères de dimensionnement

Ensemble des conditions définies conjointement par le maître d'ouvrage, les bureaux d'études et les services de contrôle que le système proposé doit respecter.

Voir aussi crue de projet, tempête de projet, objectif de protection, niveau de protection

Crue

Débit d'eau supérieur à la normale lorsque le niveau est élevé. Une crue est caractérisée par sa période de retour, son hydrogramme, son débit maximal, sa durée et son volume.

Crue de projet

Événement(s) hydrologique(s) considéré(s) pour évaluer le risque de franchissement, dommage ou défaillance en fonction des critères de dimensionnement définis. *Voir aussi tempête de projet*

Crue médiane annuelle

Crue dont la probabilité que son débit soit atteint ou dépassé est de 50% (période de retour 2 ans), défini comme QMED par l'Institut d'Hydrologie (1999).

Cycle de marée

Durée séparant deux passages successifs du niveau de la mer par un maximum (ou un minimum).

Cycle de vie

Cycle de vie global d'un ouvrage incluant sa programmation, sa conception, sa construction, son utilisation, son inspection, sa gestion, son entretien et sa restauration, son remplacement ou son déclassement. *Voir aussi coût total de maintenance*

Débit

Rapport entre le volume total d'eau écoulé et une période de temps spécifique, normalement exprimé en mètres cube par seconde (m³/s). Synonyme : flux.

Débordement

Passage d'eau par-dessus un ouvrage en raison d'un niveau d'eau supérieur au niveau de la crête dudit ouvrage.

Voir aussi franchissement

Décantation

Séparation, par différence de gravité, de l'eau et de particules solides. Ces dernières forment un sédiment qui tend à se déposer au fond de la colonne d'eau.

Défaillance

1. Défaillance structurelle : dégradation progressive (détérioration) ou soudaine (rupture) de la structure d'une digue ou de sa fondation, la rendant inapte à réaliser sa fonction.

Voir aussi modes de défaillance, détérioration, rupture, brèche

2. Défaillance fonctionnelle : incapacité à atteindre un seuil de performance déterminé pour une fonction donnée, en particulier pour la défense contre les inondations.

Voir aussi état(s) limite(s), défaillance progressive

Défaillance brutale

Défaillance consécutive à une rupture soudaine. Elle peut générer des conséquences plus graves qu'une défaillance progressive.

Voir aussi défaillance

Défaillance progressive

Processus de défaillance au cours duquel, une fois dépassé un certain seuil, une résistance résiduelle permet au système de conserver un niveau de performance restreint pendant qu'il continue à se détériorer. *Voir aussi défaillance*

Défense contre la mer

Ouvrages visant à empêcher ou atténuer les effets des inondations venant de la mer. *Voir aussi défense côtière*

Défense côtière

Terme générique utilisé en référence à la protection anti-érosion et à la défense contre les risques d'inondation par la mer. Synonyme : protection côtière.

Défense démontable

Défenses construites au-dessus du sol et supportées par des fondations structurelles *in situ*, faisant partie d'un dispositif de protection contre les inondations. Elles ne sont généralement pas en place à demeure, mais installées pour une inondation ou pour un autre motif, par exemple pour fermer une ouverture ou relever une levée. *Voir aussi structure de fermeture*

Défense en surélévation

Toute structure surélevée protégeant une zone contre les inondations.

Déferlement

Réduction de l'énergie et de la hauteur des vagues à proximité de la côte à cause de la faible profondeur d'eau.

Déformation

Déformation d'un corps ou d'un ouvrage résultant de l'application d'une force.

Déformation élastique

Déformation d'un sol causée par une modification de charge, qui s'annule lorsque cette charge est supprimée.

Déformation plastique

Déformation d'un sol résultant en un changement permanent et irréversible de volume ou de forme.

Déformations principales

Déformations se produisant selon les directions des axes principaux de déformation.

Dégradation

Processus irréversible conduisant à un changement de la structure d'un matériau, d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage, typiquement caractérisé par une perte de propriétés (ex : intégrité, masse ou structure moléculaire, résistance mécanique) et/ou par fragmentation. La dégradation est générée par les conditions et évolutions environnementales sur une période de temps impliquant une ou plusieurs étapes. *Voir aussi détérioration, altération*

Degré de surconsolidation

Rapport entre la pression maximale passée (pression de pré consolidation) et la contrainte effective actuelle.

Dégrilleur

Structure construite côté eau d'un ouvrage, souvent une conduite enterrée, station de pompage ou seuil, dans le but d'empêcher des matériaux de pénétrer dans l'ouvrage et de causer des dégradations ou des obstructions.

Densité sèche maximum

Propriété du sol obtenue en laboratoire à partir d'un essai de compactage (essai Proctor). C'est la masse volumique apparente sèche d'un sol compacté à une énergie de compactage donnée.

Dépôt éolien

Dépôt de fines particules transportées par le vent.

Dépôt colluvial

Sol déposé au pied de versants par gravité ou érosion.

Dépression

Affaissement relativement peu profond et local au sommet ou au pied d'une levée, souvent causé par le trafic des véhicules. *Voir aussi ornière*

Dessiccation

Processus de retrait ou de consolidation d'un sol fin provoqué par une augmentation des contraintes effectives supportées par le squelette granulaire suite au séchage naturel des couches de sol superficielles.

Détérioration

1. Déclin progressif de la qualité, de la durabilité ou de la performance.
2. Déclin des caractéristiques de certains ou de tous les composants d'un ouvrage provoqué par des agents extérieurs (ex : gel/dégel), ayant pour effet de réduire sa résistance structurelle.

Voir aussi dégradation, altération

Déterministe

Décrit une méthode ou un processus qui, considérant des valeurs précises et uniques pour toutes les variables et données chiffrées d'entrée, produit une seule valeur de sortie.

Développement durable

Concept de développement qui satisfait les exigences du présent sans compromettre la possibilité de satisfaire celles du futur.

Déversoir

Section spécifique d'une digue dont la crête est plus basse, et le couronnement et les talus sont protégés, et au travers de laquelle l'écoulement peut s'effectuer afin de protéger le système de digues contre une défaillance par débordement au-dessus des sections non protégées. Synonyme : déversoir de sécurité, section de levée, déversoir de levée. *Voir aussi seuil*

Diagnostic

Identification de la ou des cause(s) possible(s) d'une défaillance ou la détérioration d'une fonctionnalité sur les bases d'un raisonnement logique étayé par un ensemble d'informations issues d'une inspection, d'un contrôle ou d'un essai. Par extension, un rapport ou les conclusions d'une telle analyse.

Diffraction

Processus affectant la création de vagues, par lequel leur énergie se trouve déviée de sa direction initiale lorsqu'elles rencontrent un obstacle. Lorsqu'elles passent cet obstacle, elles se courbent en passant dans son ombre.

Digue

Structure linéaire de protection contre les inondations, pouvant consister en ouvrages géotechniques (levées), en maçonnerie ou structure en béton (muret de protection). Également, brise-lames côtier ou digues le long d'un canal, ou certains ouvrages annexes associés à un barrage de retenue et les structures d'aménagement fluvial. Ces derniers ouvrages sont généralement constitués de rochers.

Digue (en remblai)

Ouvrage surélevé, principalement en terre, (quelquefois appelé levée), dont la fonction première est de protéger contre les inondations le long des rivières, côtes et voies navigables et qui n'est pas régulièrement remodelé par l'action des vagues et du courant.

Digue de ressuyage

Petite digue côté terre de la digue principale destinée à collecter et à évacuer les eaux d'infiltration dans un fossé. Elle peut aussi retenir ces eaux pour réduire le gradient hydraulique.

Digue non-opérationnelle

Digue identifiée par l'autorité compétente comme ayant perdu sa fonction de protection contre les inondations.

Digue zonée

Digue constituée de matériaux différents (répartis par zones) sur une même coupe transversale

Dimensionnement probabiliste

Au stade de la conception, prise en compte des effets de la variabilité aléatoire sur la performance d'un ouvrage. Chaque variable est considérée comme une distribution de probabilités plutôt que comme une valeur unique ou un nombre.

Domages potentiels

Biens, marchandises, etc., qui pourraient être détruits, endommagés ou affectés en cas d'inondation. *Voir aussi enjeu, vulnérabilité*

Drain

Partie d'un ouvrage hydraulique dont la fonction est d'expulser ou de faire passer l'eau à travers la structure. Il peut être fait de matériaux géotechniques grossiers (ou plus grossiers que le reste de l'ouvrage) ou de matériaux géo-synthétiques. Dans une structure en maçonnerie ou en béton, il peut s'agir d'un forage (trou). *Voir aussi filtre, drain de pied, fossé de drainage*

Drain de pied

Drain, fossé ou tuyau perméable mis en place pour transporter et contrôler les écoulements d'eau, transversaux et souterrains, en pied de digue.

Drainage

1. Processus consistant à assécher un sol, un ouvrage ou un remblai.
2. Élimination du ruissellement naturel provenant d'un bassin par un cours d'eau (canal, chenal ou autre moyen d'évacuation)

Durabilité

Capacité d'un matériau à maintenir ses propriétés physiques et mécaniques lors de son exposition à une charge réelle pendant sa durée de service.

Durée d'inondation

Durée d'élévation du niveau d'eau et du débit au-delà d'un certain seuil. *Voir aussi durée de la tempête*

Durée de tempête

Durée d'états de la mer excédant certains seuils d'intensité (ex : hauteur de la houle). *Voir aussi durée d'inondation*

Eau peu profonde

Communément, une masse d'eau d'une profondeur telle que la houle de surface est affectée par la topographie du fond. On considère habituellement comme eau peu profonde une eau dont la profondeur est inférieure à la moitié de la longueur d'onde de surface. Antonyme : eau profonde. *Voir aussi effet de haut fond*

Eau souterraine

Eau située sous la surface du sol dans la zone saturée.

Eau de fuite collectée

Eau de percolation côté terre d'une digue, qui est capturée par un système de collecte, puis évacuée. *Voir aussi percolation, fuite*

Écart marée observée - marée astronomique

Variation du niveau marin non imputable aux effets astronomiques.
Voir aussi surcote de tempête, niveau d'eau au repos, marnage

Échantillon carotté

Échantillon cylindrique de roche ou de sol extrait par carottage.

Écoulement à surface libre

Écoulement avec une surface en contact avec l'air et soumis à la pression atmosphérique. *Voir aussi écoulement de plein bord, écoulement en charge*

Écoulement critique

Écoulement à surface libre correspondant au minimum d'énergie pour un débit donné et à un nombre de Froude égal à 1. La hauteur d'eau est définie comme la hauteur critique. *Voir aussi nombre de Froude, ressaut hydraulique, régime fluvial, régime torrentiel*

Écoulement de plein bord

Écoulement dans un conduit fermé, dans lequel la surface de l'eau effleure à peine le niveau du soffite, mais ne coule pas sous pression. *Voir aussi écoulement à surface libre, écoulement en charge*

Écoulement dénoyé (sur un seuil)

État d'un écoulement au-dessus d'un seuil ou au passage d'un ouvrage de contrôle lorsque le niveau d'eau en amont dépend du débit, et de la géométrie de l'ouvrage, mais demeure indépendant du niveau en aval de l'ouvrage. Contraire : écoulement noyé. *Voir aussi régime torrentiel*

Écoulement en charge

Écoulement dans un conduit fermé confiné entre les parois et le haut de l'ouvrage et exerçant une pression hydraulique. Synonyme : écoulement sous pression. *Voir aussi écoulement à surface libre, écoulement de plein bord*

Effet de haut fond

Transformation des caractéristiques de la houle se propageant vers la côte liée à la réduction de la profondeur d'eau. Plus particulièrement, changement de la hauteur des vagues accompagné de la réduction de leur vitesse de propagation.

Élévation, altitude

Distance verticale au-dessus ou en-dessous d'un système de référence local ou national.

En aval

En direction de ou au plus près de l'embouchure d'un cours d'eau.

En remblai

Matériaux de remblai, généralement terre ou roche, mis en place sous forme de talus dont la longueur est supérieure à la hauteur. *Voir aussi remblais*

Énergie spécifique

Énergie d'un fluide par rapport au fond, obtenue par la somme des charges de pression et des charges dynamiques. *Voir aussi charge hydraulique*

Enjeu

1. Intérêt, investissement, participation ou implication monétaire ou commercial(e) dans un projet en vue de profit.
2. Personnes, biens, marchandises, etc., qui pourraient être concernés, affectés, détruits ou endommagés en cas d'inondation.

Voir aussi vulnérabilité, dommages potentiels

Enrochement

Matériau granulaire utilisé dans les ouvrages hydrauliques et d'autres ouvrages de génie civil.

Enrochements appareillés

Couche de petits enrochements (posés manuellement ou au moyen d'un chargeur mécanisé) pour former, en parement d'un ouvrage, une protection contre l'érosion. *Voir aussi maçonnerie en moellons*

Enveloppe de rupture

Pour un sol donné, représentation graphique des contraintes de cisaillement et des contraintes normales effectives auxquelles la rupture se produit.

Épaulement

Partie horizontale marquant une cassure dans un talus. *Voir aussi berme*

Épi

Ouvrage étroit, à peu près perpendiculaire à la côte ou à la rive, construit pour limiter les courants longitudinaux et/ou pour capter ou retenir les sédiments. La plupart des épis sont constitués de bois, d'enrochements ou de béton, et s'étendent du perré ou de l'arrière-plage vers l'avant-plage, voire au-delà.

Équation de Manning

Formule empirique pour estimer un débit à travers un chenal ouvert ou l'écoulement de surface libre généré par la gravité. *Voir aussi rugosité hydraulique*

Érosion de contact

Forme d'érosion interne se produisant au contact entre deux matériaux/sols distincts. Érosion interne au niveau d'une interface entre le sol et la maçonnerie ou le béton.

Érosion externe

Processus par lequel des particules sont arrachées d'une surface externe sous l'action du vent, du courant ou des vagues. *Voir aussi érosion interne, usure ou altération*

Érosion interne

Mouvement des particules de sol résultant d'actions chimiques et/ou de déséquilibres des forces d'écoulement produites par les eaux de percolation. *Voir aussi érosion externe, altération, renard hydraulique, érosion de contact, érosion régressive*

Érosion régressive

Érosion interne commençant côté terre de la digue et progressant vers le côté eau. *Voir aussi érosion interne, renard hydraulique*

Essai au pénétromètre normalisé

Essai sur site permettant de mesurer la résistance du sol à la pénétration d'un carottier normalisé, de 50 mm de diamètre, descendu de 0,305 m dans le sol, battu en utilisant un marteau de 63,5 kg chutant d'une hauteur de 0,76 m. La résistance de pénétration normalisée est calculée à partir de cet essai

Estuaire

Zone de transition entre un milieu fluvial et marin. Ces zones sont soumises à la fois aux phénomènes marins comme les marées, les vagues ou l'apport d'eau salée et aux phénomènes fluviaux comme l'apport d'eau douce et le transport sédimentaire

Étanche

Voir imperméable

État de la mer

Description de la surface de la mer en référence à l'action des vagues.

États limites

1. Conditions dans lesquelles un ouvrage ne peut plus remplir ses fonctions/les fonctions attendues
2. Limite entre sécurité et défaillance d'un ouvrage. L'équation d'état limite $Z = R - S$ est fonction de R qui représente la résistance de l'ouvrage et de S la charge pour un mode de rupture donné. Il n'y aura pas de défaillance si Z demeure positif. On distingue généralement deux types d'états limites : les états limites ultimes (ELU) font référence à la sécurité de l'ouvrage et définit les conditions limites de rupture totale ou partielle ; les états limites de service (ELS) font référence aux conditions qui peuvent affecter la performance attendue de l'ouvrage dans des conditions de charges normales.

Voir aussi défaillance

Étude bibliographique

Enquête préalable destinée à rassembler les informations disponibles pour un site et à les analyser pour caractériser le site et identifier les risques liés au terrain avant toute investigation sur site.

Évacuation des eaux, épuisement d'une fouille

Évacuation des eaux de surface afin d'abaisser le niveau de la nappe phréatique. *Voir aussi drainage*

Évaluation

Processus consistant à évaluer de manière structurée les raisons de développement d'un projet ou d'une proposition. Notion proche de celle de « Estimation ». Processus consistant à identifier, quantifier et prioriser l'état, la vulnérabilité ou le risque lié à un système ou ses composants.

Évaluation de l'état d'un ouvrage

Évaluation de la structure de défense antiérosion ou contre les inondations côtières/fluviales afin de déterminer son état d'un point de vue structurel, sécuritaire, d'hygiène et environnemental. *Voir aussi évaluation*

Évaluation de la performance

Comparaison de la performance constatée par rapport aux objectifs de performance. L'évaluation prend en compte les effets de l'état sur chacune des performances attendues, ainsi que les effets de chaque performance sur celle du sous-système ou du système dans son ensemble. L'élément essentiel d'une telle évaluation consiste à bien comprendre la connexion entre l'état de l'ouvrage (ou du système) et sa réaction en fonction des charges appliquées. Les conclusions de l'évaluation de la performance s'expriment en termes de probabilité de défaillance et de durée de vie résiduelle.

Évaluation du risque

Processus consistant à identifier les aléas et leurs possibles conséquences, à estimer l'ampleur et la probabilité de ces conséquences. L'effort pour évaluer les risques doit être proportionné à l'intensité de chaque aléa considéré et de ses conséquences potentielles.

Événement

Réunion de conditions spécifiques (ex : niveau d'eau, hauteur et période de la houle) ayant une influence sur les systèmes de défense contre les inondations. Par extension, l'effet de ces conditions sur la zone protégée (ex : volume de surverse ou de franchissement, profondeur, vitesse du courant). *Voir aussi probabilité conjointe*

Événement tempétueux

Peut être décrit en fonction de différents états de la mer, par exemple, phase croissante, phase maximale et phase décroissante. Dans les lieux influencés par les marées, l'état typique ne dure souvent que deux ou trois heures, alors qu'il peut s'étendre sur six heures ou plus en l'absence d'effets des marées en fonction de l'évolution dans le temps du vent (typiquement de l'ordre de 12 heures à une journée). *Voir aussi événement, inondation*

Fenêtre de marée

Période au cours d'un cycle de marée permettant d'effectuer des travaux de construction ou autres.

Fetch (longueur de fetch)

En référence à un point particulier situé sur la surface d'un plan d'eau ou à sa périphérie, distance sur laquelle le vent peut souffler sur le plan d'eau et générer des vagues au point considéré. La longueur de *fetch* dépend de la forme et des dimensions de la zone de *fetch*, et est mesurée parallèlement à la direction escomptée du vent. Plus la longueur de *fetch* est grande et plus la vitesse du vent est importante, plus la vague sera large et forte.

Filtration

Fonction consistant à éviter la migration de particules entre deux couches. Elle peut être remplie en utilisant un élément spécifique (filtre) ou naturellement par les caractéristiques granulométriques entre deux zones.

Filtre

Couche ou zone composée de géotextile, sable, gravier ou autre matériau granulaire ou fibreux, empêchant les matériaux fins d'être entraînés à travers les vides d'une autre couche ou le transport de particules lors d'un écoulement. *Voir aussi sous-couche, filtre granulaire, zone filtre, couche drainante, remblai drainant, drain*

Filtre granulaire

Couche de matériau granulaire incorporé à une digue, et calibré de manière à permettre l'écoulement de l'eau à travers la zone de filtrage horizontalement ou verticalement sans déplacer les matériaux des zones adjacentes. *Voir aussi filtre, filtre multi-couches*

Filtre multi-couches

Filtre composé de différentes couches avec des grains de tailles différentes. *Voir aussi filtre, filtre granulaire*

Fissure

Rupture étroite dans l'unité du matériau. *Voir aussi fissure, fissure de traction*

Fissure de traction

Fissure apparaissant à la surface d'une masse de sol, souvent adjacente à un mur de soutènement ou au sommet d'un talus défaillant.

Fluage

Déformations dépendant du temps affectant le sol sous contrainte constante sans changement de volume et de pression de l'eau interstitielle.

Fondation

Partie d'un ouvrage de génie civil qui transmet les forces exercées par une structure au sol ou à la roche support. Les digues reposent généralement directement sur un sol support, sans structure de fondation. C'est le sol lui-même qui assure cette fonction.

Forçage

Phénomènes naturels qui activent les processus hydro- et morpho-dynamiques (par exemple, les vents, les vagues, les marées).

Force de courant d'infiltration

Force transmise à une masse de sol sous l'effet de percolation de l'eau.

Force de frottement sur le fond

Contrainte tangentielle sur le fond, représentant le transfert d'énergie générée par les vagues et les courants.

Force exercée par l'écoulement

Force exercée sur des objets partiellement ou totalement immergés en raison de l'écoulement de l'eau.

Force hydrodynamique (ou hydraulique)

Force générée par les courants et les vagues sur un corps totalement ou partiellement immergé. *Voir aussi pression hydrodynamique*

Formation d'une brèche

Processus de création d'une brèche.

Formations sédimentaires superficielles de fond

Couches mobiles sur un fond marin ou de rivière (ex : ondulations, vagues de sable ou dunes) résultant des mouvements sédimentaires.

Fossé de drainage

Fossé parallèle au pied de la digue côté terre, collectant et évacuant les eaux de percolation. *Voir aussi drain de pied*

Fragilité

Probabilité selon laquelle un dispositif de défense spécifique est susceptible de connaître une défaillance sous une charge donnée. Généralement exprimée sous la forme d'une « courbe de fragilité » liée à la charge montrant la probabilité d'une défaillance. Combinée avec les descriptions de dégradations, la fragilité relative permet de définir la performance dans le temps. *Voir aussi règles de l'art*

Franchissement

Passage d'eau au-dessus d'un ouvrage sous l'effet des vagues ou du vent. Le niveau d'eau "au repos" devant l'ouvrage est plus bas que la crête de l'ouvrage. *Voir aussi débordement*

Fréquence de la houle

Inverse de la période de la houle.

Fuite

Écoulement non contrôlé. *Voir aussi percolation, résurgence*

Gabion

Nom générique donné à un système de revêtement fait de pierres contenues dans un treillis en acier ou en polymère. Ceci inclut des casiers, des matelas et des sacs.

Gazon

1. Section coupée ou arrachée de la surface d'une zone herbeuse, contenant le réseau racinaire de l'herbe.
2. Surface enherbée régulièrement entretenue.

Génération de la houle

Accroissement de l'énergie de la houle sous l'effet du vent.

Géologie

Science traitant de l'histoire et de la dynamique de la Terre, des roches qui la composent, et des modifications physiques, chimiques et biologiques qu'elle a subies ou qu'elle traverse.

Géomécanique

Étude géologique des sols et des roches. Les deux disciplines majeures de la géomécanique sont la mécanique des sols et la mécanique des roches. La première concerne les caractéristiques de la terre d'une petite échelle jusqu'à celle des glissements de terrain. La seconde concerne les problèmes de géoscience relatifs aux caractéristiques et à la mécanique de la masse rocheuse, telles qu'elles s'appliquent dans la conception de tunnels, rupture et le perçage des roches. De nombreux aspects de la géomécanique se superposent à certains éléments de la conception géotechnique. De nouvelles avancées sont apparues dans les domaines de la sismologie, la mécanique des milieux continus et discontinus, et les phénomènes de transport.

Géomembrane

L'appellation géomembrane est soumise à la norme AFNOR NFP 84-500. Les géomembranes sont des produits adaptés au génie civil, minces, souples, continus, étanches aux liquides mêmes sous des sollicitations de service.

Géomorphologie

Décrit les reliefs terrestres, en particulier les formes et caractéristiques des rivières, estuaires, lacs et sols marins, et analyse les processus qui les façonnent.

Géophysique

Méthodologie physique quantitative pour l'exploration des structures et des propriétés du sol sous terre. Une diversité de méthodes et d'instruments est disponible, utilisant des sources naturelles ou artificielles, par exemple des ondes électromagnétiques

Géosynthétique

Un géosynthétique est défini par la norme NF EN ISO 10318 comme un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle. Le terme regroupe généralement huit catégories de produits : géotextiles, géogrilles, géofiliets, géomembranes, revêtements d'argile géosynthétique, géomousses, géocellules (isolement cellulaire) et géocomposites.

Géotechnique

Secteur du génie civil traitant du comportement mécanique des sols, des roches et des ouvrages constitués de ces matériaux. Elle utilise les principes de la mécanique des sols et des roches pour analyser la stabilité et la performance des sols naturels et des structures artificielles en terre.

Géotextile

Ce sont des produits textiles à base de polymères, sous forme de nappes, de bandes ou de structures tridimensionnelles ; leurs fonctions principales sont le renforcement, la séparation, la filtration, le drainage et la protection contre l'érosion...

Gestion

Activités quotidiennes liées à la gestion du dispositif de protection contre les inondations, en dehors de la maintenance en elle-même.

Gestion des ouvrages

Activités systématiques et coordonnées à travers lesquelles une organisation gère de manière optimale et durable ses ouvrages et systèmes d'ouvrages. Cela inclut l'ensemble performance/risques/coûts pendant leur cycle de vie dans le but d'atteindre les objectifs stratégiques de l'organisation.

Gestion des risques d'inondation fluviaux et côtiers

Système composé de structures destinées à la protection contre les inondations maritimes ou fluviales. Les gestionnaires utilisent ce système pour la mise en œuvre d'actions opérationnelles ou pour l'application de consignes de sécurité.

Gestion du risque

Processus systématique d'évaluation du risque, d'étude des actions envisageables et de mise en œuvre de toutes mesures permettant de contrôler ou limiter le risque.

Glissement

1. Mouvement d'une couche de matériaux le long d'une pente ou selon une surface de rupture plane ou circulaire.
2. Conséquence de pressions latérales du sol trop importantes par rapport à la capacité de résistance d'un mur de soutènement, ayant pour effet de déplacer (faire glisser) le dispositif de soutènement.

Gradient de sortie

Gradient hydraulique à l'interface de la résurgence d'une infiltration

Gradient hydraulique

1. Quotient de la perte d'énergie hydraulique et de la distance de l'écoulement.
2. Dans un ouvrage ou un sol : le gradient hydraulique est la différence entre deux ou plusieurs mesures de pression piézométrique divisée par la longueur de l'écoulement.

Gradient hydraulique critique

Gradient hydraulique à partir duquel les contraintes effectives deviennent nulles.

Granulométrie

Tailles des particules de sol déterminées à partir d'un échantillon typique de sol passé à travers une succession de tamis de plus en plus fins.

Voir aussi blocométrie

Habitat

Zone ou environnement où un organisme ou une communauté écologique vit ou se développe normalement.

Hauteur capillaire

Niveau que l'eau atteindra au-dessus de la nappe phréatique du fait des pressions interstitielles négatives (suction) ou de l'action capillaire du sol.

Hauteur critique

Hauteur d'eau correspondant au régime critique (Nombre de Froude=1) dans une section donnée d'un écoulement monodimensionnel.

Hauteur de digue

Différence de hauteur entre le pied de digue côté terre et la crête de digue.

Hauteur de la houle

Distance verticale entre la crête et le creux précédent.

Hauteur significative de houle

Hauteur moyenne du tiers supérieur des vagues dans un état de mer donné

Historique de la contrainte appliquée

Historique des charges appliquées ou retirées d'une masse de sol.

Horizon temporel

Période de temps utilisée pour les plans de gestion des levées et autres documents stratégiques en référence aux trois périodes des changements à envisager : court terme (0 à 20 ans), moyen terme (20 à 50 ans) et long terme (50 à 100 ans).

Houle aléatoire

Simulation en laboratoire d'états de la mer variables tels qu'ils se produisent dans la nature.

Houle océanique

Vagues générées par le vent ayant quitté la zone où elles sont apparues. Ces vagues présentent généralement des périodes plus longues et régulières et des crêtes plus aplaties que les vagues dans la zone où elles sont générées. *Voir aussi mer de vent*

Houle régulière

Houle dont la hauteur, la période et la direction sont constantes. Synonyme : houle monochromatique.

Hydratation

Introduction d'eau dans une substance.

Hydraulique

Étude scientifique de l'eau et autres liquides, en particulier leur comportement sous l'effet de forces mécaniques et leurs applications en ingénierie.

Hydrogéologie

Domaine de la géologie traitant de la distribution et du déplacement de l'eau dans le sol et les roches de la croûte terrestre.

Hydrogramme

Graphique donnant les variations de débit en fonction du temps.

Hydrologie

Science du cycle de l'eau, incluant notamment les précipitations et les écoulements de l'eau en surface et dans le sous-sol.

Imperméable

Qui ne laisse pas passer l'eau. Synonyme : étanche.

Incertitude

Marge d'imprécision, allant de la certitude absolue à l'incertitude totale quant à un résultat. Parmi les causes, on distingue (a) une variabilité naturelle (incertitude inhérente) ou (b) une connaissance limitée (incertitude épistémique).

Indicateur de la performance

Valeur précise résultant d'une mesure et variant dans le temps permettant l'évaluation d'une politique de gestion de dispositifs ou d'un projet. Cette valeur peut être technique, telle que le débit acceptable de franchissement de la houle, la capacité d'écoulement, ou plus générique comme la satisfaction du public. Les indicateurs de performance sont définis pour qualifier l'exécution d'un projet ou la mise en œuvre d'une initiative, et évaluer dans quelle mesure l'initiative répond aux attentes des organismes de financement. Ils comparent les conditions réelles à un ensemble déterminé de conditions de référence, et mesurent l'écart entre la situation constatée et la situation recherchée (objectif), c'est-à-dire l'écart avec l'objectif à atteindre. Synonyme : mesure de performance.

Indice de liquidité

Relation entre la teneur en eau naturelle d'un sol et les limites d'Atterberg.

Indice de plasticité

Différence entre les limites de liquidité et de plasticité d'un sol.

Indice des vides

Rapport (sans unité) entre le volume des vides et celui des solides (grains d'un sol).

Infiltration

1. Pénétration d'eau souterraine dans un ouvrage (par exemple, égout, canalisation ou pipeline) à travers des fissures, joints défectueux ou parois poreuses.
2. Pénétration d'eau de surface dans le sol provenant des précipitations, des cours d'eau ou des retenues.

Influence anthropique

Terme générique faisant référence à une intervention humaine.

Infrastructure

Terme générique comprenant un ensemble d'actifs nécessaires au bon fonctionnement d'une collectivité ou d'une entreprise, ou les services et équipements nécessaires à l'activité économique. Cela inclut les biens, les services et technologies de l'information.

Inondation

Recouvrement d'une surface généralement à sec par débordement ou franchissement causé par un fleuve, une mer ou tout autre plan d'eau, causant des dommages ou menaçant d'en créer. Également, tout autre écoulement relativement important, débordant ou franchissant les rives naturelles ou artificielles d'un cours d'eau. *Voir aussi événement tempétueux*

Inspection d'un bief

Inspection évaluant la probabilité et les conséquences d'une défaillance d'une section donnée. Cette information peut être utilisée pour déterminer la fréquence des inspections visuelles du système de protection contre les inondations.

Inspection de routine

Inspection régulière d'un système de protection contre les inondations afin de vérifier qu'il est sûr et en état de fonctionner. *Voir aussi inspection détaillée, inspection visuelle, inspection d'un bief*

Inspection détaillée

Étude détaillée de chaque élément de l'ouvrage afin de déterminer sa performance, y compris toute défaillance structurelle. Synonyme : visite technique approfondie.

Inspection visuelle

Inspection visuelle d'un ouvrage de protection contre les inondations visant à déterminer son état dans le cadre d'un programme établi d'analyse des risques. Le résultat d'une telle inspection est destiné à rendre compte de l'état de l'ouvrage à la fois aux services du gestionnaire de digues et aux acteurs extérieurs.

Instrumentation géotechnique

Instruments utilisés pour mesurer des phénomènes tels que la déformation, la pression interstitielle et les contraintes au sein d'un sol.

Investigation géotechnique

Études de la partie du sous-sol d'un site, incluant échantillonnage et essais *in situ*, associés à des tests en laboratoire et un rapport factuel. *Voir aussi reconnaissance géophysique*

Isotropie

Particularité des sols qui présentent les mêmes propriétés telles que la résistance, la raideur et la perméabilité dans toutes les directions. L'isotropie résulte plus fréquemment d'une hypothèse de calcul que d'une propriété réelle du sol.

Itinéraire d'évacuation

Trajet à suivre pour quitter le polder/la zone protégée en cas d'urgence (risque de brèche). Doit également être praticable en cas d'inondation de la zone protégée. *Voir aussi voirie d'accès*

Jetée

Ouvrage construit en avancée sur une étendue d'eau, destiné notamment à protéger un port ou un littoral des effets des courants et des marées. *Voir aussi brise-lames*

Laisse de haute mer

Accumulation de débris (ex : algues, bois flotté et détritiques) rejetés sur une plage, le long de la limite atteinte par les vagues.

Ligne d'écoulement

Chemin emprunté par l'eau se déplaçant d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression lors de l'analyse des écoulements

Ligne de charge

Ligne imaginaire montrant la charge totale ou la somme du niveau d'eau, de la pression et de l'énergie cinétique d'un écoulement par rapport à un plan de référence. La pente de la ligne de charge est le gradient d'énergie. *Voir aussi charge hydraulique, niveau piézométrique*

Ligne de compression normale

Relation entre l'indice des vides et la contrainte normale effective du sol chargé au-delà de sa limite d'élasticité apparente sous compression isotrope.

Ligne de saturation

Représentation des niveaux piézométriques sur une coupe transversale. *Voir aussi surface de la nappe phréatique*

Ligne équipotentielle

Dans un réseau d'écoulement, il s'agit des lignes reliant les points de même charge hydraulique. Les lignes équipotentielles sont généralement tracées à des différences de charges constantes. Les lignes équipotentielles coupent les lignes de courant et les limites imperméables à angle droit.

Limite d'élasticité

Point à partir duquel le comportement du sol sous chargement passe d'élastique à non-élastique.

Limite de liquidité

Teneur en eau au-delà de laquelle le sol s'écoulera sous son propre poids (état liquide), mais en-dessous de laquelle il sera dans un état plastique.

Limite de plasticité

Teneur en eau au-delà de laquelle le sol se trouve dans un état plastique (et en dessous de laquelle il se trouve dans un état solide).

Limites d'Atterberg

Teneurs en eau d'un sol fin correspondant aux transitions de solide à plastique (limite de plasticité) et de plastique à liquide (limite de liquidité). Tests de laboratoire pour mesurer la plasticité des particules d'argile et de limon.

Limon

Matériau sédimentaire composé de grains ou de particules de roches désagrégées, plus petits que le sable mais plus grands que l'argile. Le diamètre des particules est compris entre 0,0039 mm (2 µm) et 63 µm. *Voir aussi argile, sable*

Liquéfaction

Décrit un phénomène par lequel un sol saturé perd sa résistance et sa rigidité lors de l'application d'une charge, généralement tremblement de terre ou autre variation soudaine de charge, lui faisant adopter le comportement d'un liquide.

Lithologie

Étude du type et de la composition des roches.

Longueur d'onde

Distance horizontale entre deux crêtes ou creux successifs d'une houle.

Maçonnerie en moellons

Maçonnerie de moellons, blocs préfabriqués ou pierres imbriquées disposés régulièrement avec des joints secs ou avec liant (pour accroître les forces de frottement). Souvent localisée sur le talus côté eau des digues comme protection contre les effets de la houle ou de la glace.

Maintenance

Ensemble des activités visant à conserver ou à rétablir l'état, la fonctionnalité ou la sécurité d'un système. La maintenance peut être préventive ou curative (il s'agit alors de réparations). Cela comprend généralement la réparation ou le remplacement des composants d'un ouvrage dont la durée de vie est inférieure à celle de l'ouvrage, ou d'une zone délimitée présentant une défaillance ou sur le point de présenter une défaillance.

Marais (avec végétation basse)

Zone humide peu profonde et en point bas. L'eau peut être stagnante ou circuler lentement. La végétation peut être herbacée à arborescente, mais on y trouve généralement des roseaux et des joncs.

Marais (avec végétation haute)

Zone de terrain basse humide ou inondable de manière saisonnière, souvent garnie d'arbres, arbustes ou fourrés épais.

Marée

Mouvements d'eau générés principalement par la réaction globale des océans aux effets astronomiques. Sur les plateaux continentaux et dans les eaux littorales, en particulier les baies et les estuaires, l'effet est amplifié par les eaux peu profondes et les plateformes côtières.

Voir aussi marée astronomique

Marée astronomique

Variation périodique du niveau de l'eau des océans et des mers résultant des effets de gravitation de la terre, de la lune, du soleil et des autres planètes, sans aucune interférence atmosphérique.

Voir aussi Marée

Marnage

Différence verticale entre les niveaux de marée basse et haute, en ne considérant que les effets astronomiques.

Voir aussi écart marée observée-marée astronomique

Masse volumique

Rapport de la masse sur le volume unitaire d'un sol. Généralement exprimée sous la forme d'unité de poids, dans laquelle le poids est interchangeable avec la masse (unité : kg/m³).

Méandre

Sinuosité naturelle très prononcée d'un cours d'eau formé d'un seul bras.

Mécanisme

Processus fondamental contribuant à ou responsable d'une modification de l'état d'une digue. Les mécanismes peuvent conduire à une brèche, un effondrement, un tassement et autres types de défaillance.

Mer de vent

État de mer directement lié aux vents récents/locaux, contrairement à la houle océanique. Antonyme : houle océanique.

Merlon

Talus constitué de matériaux tels que des roches, du gravier, du sable, de l'argile, des gabions, etc.

Métadonnée

Donnée de définition fournissant des informations ou de la documentation traitant d'autres données gérées dans le cadre d'une application ou d'un environnement. Elle sert à documenter les données traitant d'éléments ou caractéristiques de données (nom, taille, type de donnée, etc.) et celles concernant des archives ou structures de données (longueur, champs, colonnes, etc.) et données de données (où elles se trouvent, comment elles sont liées, leur propriété, etc.). Une métadonnée peut inclure une information descriptive sur le contexte, la qualité, la condition, ou les caractéristiques des données.

Modèle bi/tri-dimensionnel (2D/3D)

Modèle mathématique dans lequel les paramètres varient en deux ou trois dimensions.

Voir aussi modèle quasi tridimensionnel (2D ou 3D), modèle numérique côtier (2D et 3D)

Modèle d'écoulement

Modélisation numérique du réseau d'écoulement.

Modèle empirique

Modélisation informatique utilisant des relations empiriques.

Voir aussi modèle numérique, modèle hybride

Modèle hybride

Modèle présentant une combinaison d'approches de modélisation à la fois empirique et déterministe.

Voir aussi modèle numérique, modélisation empirique

Modèle monodimensionnel

Modèle numérique pour lequel tous les paramètres de l'écoulement sont supposés constants dans une section perpendiculaire à l'écoulement. Les paramètres de l'écoulement n'évoluent que dans le sens du courant.

Modèle numérique

Équations mathématiques destinées à décrire la réalité et à prévoir le développement de phénomènes tels que les écoulements, les mouvements de sédiments, l'évolution d'un littoral, etc.

Voir aussi modèles numériques côtiers (2D et 3D), modèle physique, modèle empirique, modèle hybride

Modèle numérique côtier (2D et 3D)

Modèle déterministe simulant les variations temporelles et spatiales des paramètres hydrodynamiques sur une surface donnée. *Voir aussi modèle bi-tridimensionnel (2D ou 3D)*

Modèle numérique de surface

Représentation numérique de la surface du sol, incluant les constructions, la végétation et les routes, ainsi que les caractéristiques naturelles du terrain non recouvert.

Voir aussi modèles numériques de terrain, analyse photogrammétrique

Modèle numérique de terrain (MNT)

Représentation numérique de la topographie de la surface du sol ou terrain, hors caractéristiques (la surface du sol).

Voir aussi : modèles numériques de surface

Modèle numérique quasi tridimensionnel (3D)

Modèle numérique dans lequel les paramètres de l'écoulement varient en deux dimensions, mais permettant de déterminer le paramètre de l'écoulement dans la troisième dimension.

Voir aussi modèle bi-/tridimensionnel (2D ou 3D)

Modèle physique

Modélisation d'un ouvrage et/ou de son environnement, généralement à plus petite échelle, et respectant des règles de similitude, afin de permettre de prévoir les effets de changements futurs à grande échelle. Synonyme : modèle réduit.

Voir aussi prototype

Modèle réduit

Voir modèle physique

Mode de défaillance

Description de l'un des processus par lesquels une digue ou un système de protection contre les inondations peut échouer à atteindre un indicateur de performance déterminé.

Morphologie

Formes d'un cours d'eau vues en plan ou en profils en long ou en travers. *Voir aussi géomorphologie*

Mur de protection contre les inondations

Ouvrage rigide (ex : maçonnerie ou béton) dont le but est de retenir l'eau. Il peut être soit combiné avec des digues dans le cadre d'un système de protection contre les inondations (fonction similaire à celle d'un remblai en terre), soit utilisé comme une structure pour protéger les rives ou placée au sommet d'une digue.

Mur de soutènement

Murs – généralement en béton, en enrochements ou en palplanches – assurant la stabilité latérale des terres et empêchant une rupture de talus par glissement. Il existe différents types de murs de soutènement, par exemple, murs poids, contreforts, rideau de palplanches, murs en T.

Mur en retour

Mur de soutènement à l'entrée ou sortie d'une canalisation, retenant le remblai. Le mur en retour forme généralement un angle droit avec la canalisation, mais peut être oblique. Il peut avoir des contreforts en support des parois du chenal, et faire partie de la transition entre le chenal et la canalisation et vice-versa.

Mur en T

Mur en béton armé, consistant en une structure verticale sur une base plate ou inclinée formant un « T » à l'envers. Les éléments de structure sont totalement renforcés pour résister aux moments et aux contraintes de cisaillement appliqués. *Voir aussi mur de soutènement*

Niveau aval

Niveau d'eau en aval d'un seuil ou autre ouvrage de régulation hydraulique.

Niveau d'alarme

Niveau précédant le niveau de crise. Il s'agit généralement d'une valeur prédéfinie, dont le paramètre de la levée surveillée correspond au niveau de crise constaté, mais n'a pas systématiquement provoqué un dysfonctionnement du service sous surveillance.

Niveau d'eau

Niveau d'eau au repos par rapport à un plan de référence. *Voir aussi niveau d'eau au repos*

Niveau d'eau au repos

Niveau moyen constant de la surface de l'eau, excluant toute variation locale causée par les vagues et la surélévation qu'elles causent, mais incluant les effets des marées, surcotes et seiches de longue durée.

Niveau de crue de projet

Niveau(x) d'eau relatif à la crue de projet, et correspondant aux objectifs de protection locaux. *Voir aussi état(s) limite(s)*

Niveau de protection

Pour une digue : événement de plus forte intensité qui, de manière quasi certaine, ne causera pas une défaillance de la digue entraînant l'inondation de la zone endiguée. A ce type d'événement peut être associée une probabilité d'occurrence. Pour un système de protection contre les inondations : événement de plus forte intensité qui, de manière quasi certaine, ne causera pas une défaillance du système d'endiguement entraînant l'inondation de la zone endiguée. Ce type d'événement peut être considéré sous l'angle de la probabilité de son occurrence. *Voir aussi critères de dimensionnement*

Niveau de service

Performance atteinte par un dispositif à un moment donné, exprimée sous la forme d'une grandeur physique liée à ce dispositif ou à l'ensemble du système (par exemple niveau de la crête de digue ou débit de pompage)

Niveau moyen de la mer

Niveau moyen de la mer sur une période de 12 mois, prenant en compte tous les effets des marées (voir marées), mais excluant les surcotes générées par les effets météorologiques. Une variation du niveau moyen de la mer peut être observée sur des longues périodes.

Niveau phréatique

Voir surface de la nappe phréatique

Niveau piézométrique

Ligne imaginaire représentant la charge totale dans un aquifère ; cela représente, par rapport à un plan donné, la hauteur atteinte par l'eau dans des forages pénétrant dans l'aquifère. *Voir aussi ligne de saturation, pression piézométrique, ligne de charge*

Niveau piézométrique

Niveau auquel la pression hydrostatique est égale à la pression atmosphérique.

Voir aussi surface de la nappe phréatique

Nombre de Froude

Nombre adimensionnel représentant le rapport entre les forces d'inertie et les forces de gravité ou entre la vitesse moyenne de l'écoulement et la célérité des ondes infinitésimales. Le nombre de Froude est égal à 1 pour un écoulement critique, supérieur à 1 pour un écoulement hypercritique, et inférieur à 1 pour un écoulement subcritique.

Noyau

Partie interne d'un ouvrage (ex : une digue) souvent peu perméable. La proportion de fines et de particules plus grossières peut être contrôlée.

Objectif de protection

Niveau de protection souhaité (lié à un événement associé à une période de retour) qui devrait être atteint par les mesures prévues.

Ornière

Zone de dépression en longueur sur la crête ou le pied de digue, provoquée par l'usure de la chaussée due au trafic routier. *Voir aussi dépression*

Ouvrage

Structure édifée utilisant des matériaux traités tels que béton, maçonnerie, enrochement et acier

Ouvrage de fermeture anti-inondation

Structure permettant de fermer une route ou voie ferrée. Les portes de gardes peuvent être, par exemple, à battant ou coulissantes. *Voir aussi structure de fermeture*

Ouvrage de protection contre les inondations

Ouvrage dont la défaillance augmenterait la probabilité d'inondation par toute rivière et/ou mer, et menacerait les personnes, constructions ou infrastructures (ex ; levées, digues et autres défenses rehaussées, dispositifs de fermeture, stations de pompage).

Ouvrage de régulation hydraulique

Ouvrage fixe ou comportant une vanne pour réguler les débits à travers, au-dessus ou en-dessous d'un dispositif de protection contre les inondations. *Voir aussi barrage, déversoir, seuil, valve*

Ouvrage

Ensemble des produits finis de construction.

Ouvrage intrusif, empiètement

Toute structure autorisée ou non, située dans la zone concernée par le dispositif de protection contre les inondations, mais ne faisant pas partie du dispositif lui-même.

Palplanche

Panneaux à emboîtement en acier enfoncés dans le sol pour fournir un support mécanique latéral ou assurer une étanchéité. *Voir aussi rideau de palplanches*

Parapet

Muret positionné sur la crête d'une digue.

Parement

Partie d'ouvrage réalisée pour protéger les talus d'une digue contre l'érosion, généralement construit en enrochements ou en maçonnerie (de pierre ou de béton) ou encore en asphalte. *Voir aussi revêtement*

Partie prenante

Individu ou groupe ayant des intérêts dans la réussite d'un projet ou ayant une influence sur le déroulement de celui-ci.

Pente

Degré d'inclinaison d'une surface ou d'une ligne par rapport à l'horizontale. Fréquemment, la pente est calculée comme un rapport des ordonnées aux abscisses, ou sous forme de fraction (ordonnées/abscisses) dans laquelle l'abscisse est la distance horizontale, et l'ordonnée la distance verticale.

Percolation

En matière de mécanique des sols, écoulement de l'eau dans les sols. La percolation implique plusieurs facteurs, dont la perméabilité du sol et le gradient de pression. *Voir aussi fuite, résurgence*

Performance

Niveau de réalisation effective d'une fonction par un système (ex : un système de protection contre les inondations), un ouvrage (ex : une digue) ou un composant, mesuré par rapport à un but ou un objectif donné. *Voir aussi performance hydraulique*

Performance hydraulique

Pour une digue (ou un système de protection) performance en termes de protection contre les événements hydrauliques (crue, tempête).

Performance requise

Critères hydrauliques, structurels, environnementaux ou autres définis pour la construction et la maintenance d'un système.

Période de la houle

Temps nécessaire à une crête de vague pour franchir une distance égale à une longueur d'onde.

Période de retour

Pour un paramètre donné (ex : niveau d'eau), l'écart de temps moyen entre deux événements au cours desquels une valeur seuil de ce paramètre est dépassée. Inverse de la probabilité selon laquelle un événement défini se produira au cours d'une année donnée. « Probabilité annuelle de dépassement » est l'expression privilégiée en matière de gestion de risque des inondations, une probabilité annuelle de dépassement d'un pour cent correspond à une période de retour de 100 ans. Synonyme : période de récurrence, intervalle de récurrence.

Période moyenne de la houle

Période moyenne des vagues déterminée par l'analyse du passage de la surface libre au niveau moyen.

Période significative de houle

Dans un état de mer donné, moyenne des périodes associées au tiers supérieur des vagues en considérant leur hauteur.

Période spectrale du pic

Période de houle déterminée comme l'inverse de la fréquence à laquelle le spectre d'énergie des vagues atteint son maximum.

Perméabilité

Propriété d'un sol qui contrôle l'écoulement de l'eau qui le traverse. Elle dépend des propriétés physiques du milieu, par exemple la granulométrie, la porosité et la forme des pores.

Voir aussi porosité, poreux

Perte de charge

Différentiel de charge entre deux points provoqué par le frottement ou d'autres phénomènes résultant en une perte d'énergie (par exemple, transition, marche, contraction, expansion, courbe).

Voir aussi charge hydraulique

Pied (d'un talus)

Intersection d'un talus de digue, côté terre ou côté eau, avec la surface du sol.

Plage

Dépôt de matériau non-cohérent (par ex : sable, gravier) situé entre la terre sèche et la mer (ou autre grande étendue d'eau), et activement travaillé au quotidien par des processus hydrodynamiques (tels que les vagues, marées et courants) et parfois par le vent.

Plan ou profil**de conception**

Représentation géométrique d'un ouvrage côtier ou fluvial, précisant les dimensions, forme et taille.

Poids volumique

Rapport entre le poids total de sol et son volume total.

Point/ligne/surface de transition

Endroit le long d'un système de protection contre les inondations où change le type de matériau (par exemple de la terre au béton) ou d'ouvrage (par exemple de la digue à un batardeau ou une voie ferrée).

Poreux

1. Contenant de nombreux pores ou autres espaces propices à la rétention ou au transport de fluides.
2. Pour les couches de revêtement ou de renforcement, la possibilité de laisser l'eau passer rapidement, par exemple, sous l'effet de la houle.

Voir aussi perméabilité

Porosité

Rapport entre le volume de vides et le volume total d'un sol, généralement exprimé en pourcentage.

Porosité efficace

Volume de fluide interstitiel dans des zones poreuses (sols) pouvant être drainé, considérées le plus souvent comme la porosité de roches ou sédiments pouvant contribuer au flux de fluide au travers de tels sols.

Poussée des terres

Contrainte horizontale exercée par une masse de terre sur un mur de soutènement et qui tend à écarter ce mur du sol.

Pression de percolation

Force de courant par unité de volume.

Pression de pré-consolidation

Contrainte maximale supportée par le sol au cours de son histoire géologique.

Pression des terres

Force par unité de surface exercée par le sol sur un mur de soutènement par exemple.

Pression des terres au repos

Pression horizontale exercée par une masse de sol dans des conditions de charge horizontale nulle.

Pression hydrodynamique (ou hydraulique)

Pression exercée par l'eau en mouvement sur une surface ou un ouvrage. La pression hydrodynamique est mesurée en unités de force par unité de surface. *Voir aussi pression hydrostatique*

Pression hydrostatique

Pression exercée par l'eau au repos sur une surface ou un ouvrage. Son intensité est le produit de la hauteur d'eau par la densité. *Voir aussi pression hydrodynamique (hydraulique)*

Pression hydrostatique interstitielle

Pression interstitielle exercée par l'eau au repos. L'intensité de la pression interstitielle augmente linéairement avec la hauteur de la nappe. *Voir aussi pression interstitielle*

Pression interstitielle

Pression exercée par l'eau contenue dans les pores d'un sol ou d'une roche.

Pression interstitielle en régime permanent

Pression de l'eau interstitielle en équilibre lorsque toutes les pressions interstitielles excessives dans une masse de sol ont complètement disparu.

Pression piézométrique

Mesure de pression d'eau en unités de longueur supérieure à une référence géodésique donnée. *Voir aussi charge hydraulique, niveau piézométrique*

Prévision

Caractérisation à une échéance plus ou moins lointaine d'événements dont les conséquences réelles n'ont généralement pas été encore identifiées. Typiquement, la valeur d'un paramètre déterminant sera recherchée à un horizon de temps donné.

Probabiliste

Décrit la méthode ou le processus selon laquelle/lequel les variations des données d'entrée (ex : charge sur un ouvrage et résistance de cet ouvrage) et leurs sensibilités sont prises en compte pour produire des conclusions sous forme de gammes de probabilités pour différents résultats (ex : défaillance). *Voir aussi déterministe*

Probabilité

Évaluation du risque qu'un événement se produise. Généralement définie comme la fréquence relative d'occurrence de cet événement parmi tous les autres événements possibles, et exprimée sous la forme d'un pourcentage en référence à une période de temps, par exemple un pour cent de probabilité annuelle de dépassement.

Probabilité annuelle de dépassement

Probabilité de dépassement d'un débit ou niveau spécifique au cours d'une année donnée (l'inverse de la période de retour pour une série de maxima annuels).

Probabilité conjointe

Probabilité que deux phénomènes ou plus se produisent de façon concomitante lors d'un événement. *Voir aussi événement*

Processus

Série d'actions se succédant avec un caractère systématique et aboutissant à un résultat caractéristique. Par exemple, un processus de rupture consiste en une succession de défaillances.

Processus d'érosion

Perte de matériaux sur les berges causée par le courant suivant différents types d'érosion. *Voir aussi érosion interne, érosion externe, affouillement*

Processus stationnaire

Processus dont les principales propriétés ne varient pas en moyenne dans le temps.

Profil en travers

Coupe verticale perpendiculaire à l'axe d'une digue. Elle donne la forme de l'ouvrage et indique les cotes de crête et de talus. *Voir aussi tracé en plan*

Profondeur de fondation

Profondeur en-dessous de la surface du sol où se situe la base de la fondation. *Voir aussi fondation*

Propriété intrinsèque

Caractéristique d'un sol telles que la teneur en eau, le poids spécifique des grains, les limites d'Atterberg et la granulométrie, qui ne sont pas altérées par son remodelage (et différentes de ses propriétés de mise en œuvre).

Protection de pieds

Revêtement en matériau résistant mis en place pour protéger la surface en pied d'ouvrage (ex : digue, barrage, base d'un déversoir) contre l'érosion causée par une chute d'eau, un écoulement agité ou autres facteurs.

Protection de talus

Structure (ex : enrochement ou béton) mise en place sur le talus pour protéger les matériaux le constituant contre l'érosion causée par l'action des courants et/ou des vagues.

Voir aussi revêtement

Prototype

Voir modèle physique

Puits de décompression

Puits vertical constitué d'une crépine entourée de matériau filtrant conçu pour prévenir l'apport de matériaux de fondation dans le puits. Les puits de décompression sont utilisés fréquemment pour diminuer les pressions hydrostatiques additionnelles sur les horizons de fondation perméable recouverts de couches plus imperméables, des conditions souvent rencontrées côté terre des digues, en aval des barrages et autres ouvrages hydrauliques.

Rabattement, abaissement

En hydrologie souterraine, c'est le changement de charge hydraulique constaté dans un puits ou aquifère, généralement consécutif à un pompage. En hydrologie de surface, il s'agit de la baisse du niveau de l'eau dans un réservoir artificiel.

Reconnaissance de site

Processus selon lequel on observe, échantillonne et teste afin de caractériser le sol, tout en analysant les risques potentiels. Les campagnes de reconnaissance peuvent être intrusives ou non-intrusives. *Voir aussi reconnaissance géophysique*

Reconnaissance géophysique

Collecte systématique de données géophysiques pour des études en 2 ou 3 dimensions. Ce processus fournit des images de caractéristiques (archéologiques et géotechniques, par exemple) qui sont dissimulées sous la surface du sol. Une grande diversité d'instruments peuvent être utilisés et les données peuvent être recueillies au-dessus ou en-dessous de la surface du sol et à partir de plates-formes aériennes ou nautiques.

Référence altimétrique

Toute ligne, surface ou plan utilisés comme référence altimétrique

Réflexion

Processus selon lequel l'énergie de la vague est (partiellement) renvoyée vers la mer par un obstacle

Réfraction

Processus selon lequel la direction d'une vague se déplaçant dans une eau peu profonde et formant un angle avec les isobathes du fond marin est modifiée de sorte que les crêtes de la houle s'alignent avec les isobathes.

Réfraction par le courant

Processus par lequel la vitesse de propagation d'une vague est affectée par un courant.

Régime d'un cours d'eau

Combinaisons de débits et de niveaux d'eau caractéristiques d'un cours d'eau lors d'une période donnée (généralement une année ou une saison). Le régime conditionne la morphologie globale du cours d'eau.

Régime de houle

Distribution saisonnière et annuelle des hauteurs, périodes et directions des houles.

Régime fluvial

Condition d'écoulement dans laquelle le nombre de Froude est inférieur à 1. Elle décrit une condition d'écoulement où le niveau de l'eau en amont est influencé par les conditions existantes en aval. *Voir aussi seuil noyé, écoulement critique, régime torrentiel*

Régime torrentiel

Condition d'écoulement pour laquelle le nombre de Froude est supérieur à 1. Il s'agit d'une situation où le niveau de l'eau en amont n'est pas influencé par celui en aval. *Voir aussi écoulement critique, écoulement fluvial, écoulement dénoyé*

Régime uniforme

Régime régulier dans un canal de section et de pente uniformes, où la hauteur d'eau, le débit et la vitesse sont constants, où la ligne de la surface libre est parallèle au fond et à la ligne d'énergie et où l'équation de Manning-Strickler est applicable.

Règles de l'art

Ensemble de procédures, normes et méthodologies relatives à l'ingénierie et/ou l'aménagement appliquées à la conception d'un système ou de ses éléments.

Rehausse

Augmentation de hauteur d'une digue ou d'un mur digue par rapport au niveau de l'événement de référence afin d'accroître les chances d'être protégé pour cet événement.

Remblai

Ouvrages créés par le dépôt, compactage et mise en forme de quantités de terres ou roches utilisés comme matériaux de remblai. *Voir aussi terrassement, digue*

Remblai drainant

Couche de matériau granulaire qui peut être mise en place sur des venues d'eau potentielles sur le talus côté terre dans le but de le stabiliser et de l'assécher. *Voir aussi drain, filtre*

Remblai stabilisé

Sols utilisés comme remblai, tel que remblai de mur de soutènement, support de fondation, barrages, digues, talus, etc., qui sont sélectionnés, mis en place et compactés conformément aux spécifications techniques définies. *Voir aussi remblais, enrochement*

Renard hydraulique

Création de conduits d'écoulements dans une digue ou sa fondation suite à des percolations conduisant à une érosion interne. Peut conduire à l'apparition de cratères par résurgences (*sand-boils*) ou de brèches. *Voir aussi érosion interne, érosion régressive*

Renforcement

Procédé consistant à améliorer la performance d'un dispositif (ou de l'un de ses composants) contre un événement ou un mécanisme de dégradation.

Réparation

Remise en état opérationnel après qu'un ouvrage a subi des dommages et que sa fonctionnalité a été altérée. Un acte de maintenance corrective peut aussi être considéré comme une réparation.

Reptation

Mouvement d'une masse de sol le long d'un talus ou d'une pente, se produisant généralement lorsque le talus ou la couche souterraine est saturé(e).

Réseau d'écoulement

Analyse graphique de l'écoulement de l'eau dans une masse de sol afin d'estimer les débits et les pressions interstitielles.

Réservoir

Lac, étang ou citerne artificiels permettant le stockage d'une grande quantité d'eau.

Résilience

Capacité à s'adapter à des conditions changeantes et à se préparer à une perturbation, la supporter et se rétablir après celle-ci.

Résistance au cisaillement

Contrainte maximale de cisaillement qu'un sol peut supporter dans des conditions données.

Résistance au cisaillement non-drainée

Résistance à une force de cisaillement d'un sol saturé pour une teneur en eau donnée (ou un indice des vides, ou un volume spécifique) sous l'effet d'une charge sur un échantillon dont le drainage des eaux interstitielles est impossible.

Résistance au pénétromètre dynamique normalisée

Nombre de coups nécessaires pour enfoncer un carottier de 50 mm de diamètre au cours d'un essai de pénétration dynamique normalisé sur 2 x 0,152 m après la première pénétration à 0,152 m.

Ressaut hydraulique

Montée brutale du niveau d'eau lorsque l'écoulement passe du régime torrentiel au régime fluvial, accompagnée d'une perturbation de la surface, d'un entraînement d'air et d'une dissipation d'énergie importante. *Voir aussi écoulement critique*

Résurgence

1. Toute situation naturelle conduisant l'eau souterraine vers la surface (c'est-à-dire, lorsque la surface phréatique monte au niveau du sol).
2. Plus particulièrement dans le cadre de ce guide, écoulement d'eau de surface côté terre d'une digue ou au niveau du sol naturel avoisinant.

Voir aussi percolation, fuite

Revanche

Écart minimum entre la crête d'un ouvrage et la surface de l'eau pour un événement donné avant franchissement ou débordement.

Revêtement

Couche de matériau à but architectural ou de protection, par exemple, en pierre, ou un revêtement imperméable sur la pente d'une digue côté eau.

Rénovation

Procédé consistant à rendre à un dispositif son niveau de performance initialement prévu. *Voir aussi réparation*

Rideau (paroi) d'étanchéité

Mur en matériau imperméable, généralement en béton, béton bitumineux ou palplanches d'acier, construit au niveau des fondations pour réduire les infiltrations en-dessous et à côté de la digue. *Voir aussi rideau de palplanches, palplanche*

Rideau de palplanches

Palplanches enfoncées verticalement dans le sol. *Voir aussi palplanche, (rideau, paroi étanche)*

Risberme anti-soulèvement

Ajout d'un massif en pied de la digue, côté terre, pour s'opposer aux forces de soulèvement hydraulique et apporter une largeur supplémentaire, permettant de réduire la pression en pied de digue jusqu'à des valeurs acceptables.

Risque

Pour un aléa déterminé survenant sur un enjeu donné, produit de la probabilité de l'aléa et des conséquences sur l'enjeu. Mesure de la probabilité et de la sévérité des conséquences ou des effets indésirables.

Risque résiduel

Niveau de risque subsistant à tout moment, avant, pendant et après qu'un programme de mesures d'atténuation du risque a été mis en œuvre.

Riverain (adjectif)

Relatif à ce qui est situé sur les rives d'un cours d'eau ou d'un plan d'eau. Une zone riveraine est l'interface entre la terre et le cours d'eau. Les habitats le long des cours d'eau et de leurs rives sont appelés habitats riverains et sont caractérisés par des plantes hydrophiles.

Rose des houles

Graphique montrant la distribution à long terme de la hauteur et de la direction de la houle.

Rose des vents

Graphique montrant la répartition de la vitesse et de la direction des vents sur une durée significative pour représenter le climat.

Rugosité hydraulique

Mesure de l'intensité de résistance frictionnelle rencontrée par l'eau lors de son passage sur des surfaces naturelles ou anthropiques. Cette rugosité peut être exprimée selon Manning (n) ou Strickler (kSt). Une augmentation de la valeur n entraînera une diminution de la vitesse de l'eau. *Voir aussi l'équation de Manning*

Ruissellement

Écoulement de surface résultant des précipitations

Run up, run down

1. Mouvement de l'eau alternativement ascendant et descendant sur un ouvrage ou une plage, causé par l'action de la houle.
2. Niveaux supérieur et inférieur atteints par une vague sur une plage ou un ouvrage côtier par rapport au niveau de repos de l'eau, mesurés verticalement.

Voir aussi zone de swash

Rupture (sans brèche)

Destruction partielle ou totale d'une digue. *Voir aussi brèche, détérioration*

Sable

Particules sédimentaires, sans cohésion, principalement en quartz, de diamètre compris entre 63 µm et 2 mm, généralement classées comme fines, moyennes, grossières ou très grossières. *Voir aussi argile, limon*

Sac de sable

Sac en toile de jute, polypropylène ou autre matériau rempli de sable ou de terre. Synonyme : sac anti-inondation.

Scénario

Descriptif synthétique d'une succession probable d'actions ou d'événements élémentaires.

Section mouillée

Vue en coupe d'un écoulement d'eau délimitée par le niveau d'eau et le périmètre mouillé perpendiculairement au vecteur de vitesse de l'écoulement principal.

Sédiment cohésif

Sédiment contenant une proportion importante d'argiles, dont les propriétés électromagnétiques favorisent la cohésion.

Seuil

Barrage de faible hauteur établi en travers d'une rivière pour surélever le niveau d'eau, la dévier ou en contrôler le débit. *Voir aussi ouvrage hydraulique de régulation, déversoir, évacuateur de crue*

Seuil de mise en mouvement

Limite au-delà de laquelle les forces d'origine hydraulique appliquées à une particule sédimentaire dépassent les forces de frottement et où elle commence à se déplacer.

Seuil noyé

Écoulement par-dessus la crête d'un déversoir ou autre ouvrage hydraulique qui ne passe pas par l'écoulement critique, où le niveau d'eau en amont dépend du niveau d'eau en aval de l'ouvrage. La profondeur d'eau en aval au-dessus du niveau de la crête excède celle de l'écoulement critique au-dessus du niveau de la crête. Synonyme : écoulement noyé et écoulement subcritique. *Voir aussi régime fluvial*

Sol hétérogène

Masse de sol dont les caractéristiques sont variables de par les propriétés intrinsèques du sol ou du fait des traitements qu'il a subi. Antonyme : sol homogène.

Sol homogène

Masse de sol dont les caractéristiques sont constantes. Antonyme : sol hétérogène.

Sol normalement consolidé

Sol dont l'état est sur la ligne de compression normale.

Sol organique

Sol contenant une proportion significative de matière organique ou tourbe.

Sol surconsolidé

Sol argileux ayant supporté une charge plus importante dans le passé. Sol dont l'état présent se situe à l'intérieur de la ligne de compression.

Sols cohésifs

Sols argileux ou limoneux pouvant être modelés en boules ou roulés en boudins.

Sols non-cohésifs, pulvérulents

Sols granulaires tels que les sables et graviers, avec des coefficients de cohésion proches de zéro.

Sous-couche

Couche de granulats située sous une couche d'enrochement en protection, servant soit de filtre, soit pour créer une surélévation.

Sous-pression

1. Pression ascendante exercée dans les pores d'un matériau (pression interstitielle) ou à la base d'un ouvrage.
2. Situation dans laquelle la pression de l'eau interstitielle dans un aquifère confiné ou semi-confiné peut excéder le poids total du sol ou de l'ouvrage supporté et entraîner une défaillance causée par un soulèvement.

Spécifications techniques

1. Ensemble d'exigences qui doivent être remplies par un matériau, produit ou service.
2. Document détaillant les exigences en matière de matériaux, construction et/ou dimensions liées à un contrat et entendues par les parties contractantes avant son exécution.

Spectre de la houle

Fonction qui décrit la distribution de l'énergie de la houle en fonction de sa fréquence.

Spectre directionnel de la houle

Répartition de l'énergie de la houle en fonction de ses fréquences et de ses directions.

Stable

Physique : ayant la capacité de réagir à une force perturbatrice en maintenant ou ré-établissant une position, forme ou fonction. Un ouvrage peut être statiquement ou dynamiquement stable. Chimie : ne se décomposant pas facilement sous l'effet de changements moléculaires ou chimiques.

Standard de protection (SoP)

Critères à remplir au stade de l'analyse et de la conception.

Station de pompage

Ouvrage utilisé pour évacuer l'eau de drainage interne d'un système de protection contre les inondations. *Voir aussi ouvrage de protection contre les inondations*

Stochastique

Sujet à des variations statistiques aléatoires.

Strate

Couche de roche ou de sol dont les caractéristiques internes la distinguent des autres couches.

Structure de fermeture

Ouvrage destiné à empêcher l'eau de pénétrer dans une zone endiguée, tel que batardeaux, barrage en terre, vanne de fermeture, sacs de sable. L'ouvrage peut être permanent ou temporaire. *Voir aussi batardeaux, défense démontable, ouvrage de fermeture anti-inondation*

Substrat

Matériau sous-jacent à ou supportant un ouvrage ou une autre couche de matériau. *Voir aussi fondation*

Succion

Voir tension capillaire

Suffusion

Déplacement de particules de sol à travers la matrice du sol sous l'effet d'un écoulement interne. La suffusion contribue à l'érosion interne.

Suivi continu

Enregistrements en continu ou très rapprochés dans le temps afin de déterminer l'évolution de paramètres.

Voir aussi suivi de la performance

Suivi de l'état

Inspection continue ou périodique, évaluation, analyse et interprétation des données existantes sur l'état d'un élément spécifique. Ceci permettra de déterminer si des actions préventives ou correctives doivent être envisagées.

Voir aussi suivi de la performance

Suivi de la performance

Évaluations continues ou périodiques, quantitatives et qualitatives, de la performance réelle par rapport à des objectifs spécifiques ou à des normes. *Voir aussi suivi de l'état*

Surcote de tempête

Élévation du niveau de la mer apparaissant au passage d'une dépression atmosphérique (tempête ou cyclone). Sur le littoral, cette surélévation est générée principalement par deux phénomènes physiques : le niveau marin réagit en baromètre inversé à la pression atmosphérique et se soulève en cas de dépression. De plus, un vent d'afflux, peut pousser les eaux de surface vers la côte et provoquer une montée du niveau d'eau près de celle-ci. *Voir aussi surcote ou décote atmosphérique*

Surcote ou décote atmosphérique

Altérations du niveau d'eau causées par des effets météorologiques (vent, pression barométrique haute ou basse) engendrant une différence entre le niveau enregistré et celui prévu en utilisant une analyse harmonique, et qui peuvent se révéler positives ou négatives. *Voir aussi surcote de tempête, marnage, niveau d'eau au repos, écart marée observée - marée astronomique*

Surélévation de la mer due au vent

Élévation du niveau de l'eau sur une zone, directement provoquée par les contraintes de vent sur la surface de l'eau

Surélévation de la mer sous l'effet des vagues

Rehaussement du niveau de la mer - excédant le niveau normal de surcote - causé par un déplacement important de l'eau vers le littoral sous le seul effet de la houle.

Surface de la nappe phréatique

Surface d'un aquifère non captif. Pour un aquifère captif ou semi-captif, on utilisera plutôt la notion de niveau piézométrique et de toit de l'aquifère. La surface piézométrique fournit une indication sur la direction de l'écoulement souterrain, et est utilisée pour déterminer les gradients hydrauliques. Synonyme : niveau phréatique.

Surpression hydrostatique

Augmentation de pression d'eau interstitielle supérieure à la valeur hydrostatique produite par les contraintes de compression ou de cisaillement de matériaux meubles. Cette surpression est dissipée lors de la consolidation. *Voir aussi pression hydrostatique des pores*

Surveillance du risque

Définition et mise en œuvre des mesures requises pour contrôler le niveau de risque. Le processus de gestion du risque doit inclure les dispositions permettant de surveiller l'efficacité des mesures de contrôle, notamment leur examen pour s'assurer de la bonne continuité des mesures.

Système de protection contre les inondations

Ensemble de digues et autres ouvrages associés qui protègent une zone inondable dans certaines conditions.

Voir aussi zone endiguée

Système, dispositif

Assemblage d'éléments et leurs interconnexions constituant un ensemble, et généralement caractérisé par son comportement (ex : éléments d'un ouvrage ou ouvrages constituant un endiguement).

Talus

Face inclinée d'un remblai, d'une rive ou d'une digue.

Tassement différentiel

Déplacement vertical d'un point des fondations ou d'un ouvrage par rapport à un autre point voisin dû à un tassement.

Voir aussi tassement

Tassement instantané

Tassement d'une fondation se produisant immédiatement après sa mise en charge. *Voir aussi tassement par consolidation*

Tassement par consolidation

Tassement d'une fondation causé par l'expulsion de l'eau des pores lorsque le sol s'adapte aux charges appliquées en service (par opposition à compactage). *Voir aussi tassement instantané*

Tassement, consolidation

Déplacement vertical descendant d'une surface de sol, ou d'un ouvrage sur ou dans le sol, résultant de contraintes extérieures.

Voir aussi tassement différentiel

Taux de charge, travail

Contrainte totale exercée par un ouvrage sur une couche de fondation.

Tempête de projet

Tempête extrême prise comme référence dans la conception des ouvrages pour définir leurs caractéristiques de résistance. La sévérité de la tempête (ie probabilité de dépassement annuel) est définie en fonction du niveau acceptable de risque de dommages ou défaillance. Une tempête de projet comprend une condition de houle, un niveau de mer, et une durée. *Voir aussi crue de projet*

Teneur en eau

Rapport entre la masse d'eau contenue dans le sol et sa masse sèche.

Teneur en eau optimale

Teneur en eau permettant d'obtenir la masse volumique sèche maximale d'un sol avec une énergie de compactage donnée.

Tension capillaire

Pressions interstitielles inférieures aux pressions atmosphériques du fait de la tension superficielle.

Tolérance

Limite acceptable de variation d'une valeur mesurée ou d'une propriété physique d'un matériau, d'un objet manufacturé, d'un système ou d'un service. Elle peut être exprimée sous la forme d'une fraction ou d'un pourcentage de la valeur nominale, d'un écart maximal avec une valeur nominale, d'une gamme explicite de valeurs acceptables, être spécifiée par une note ou par la publication d'une norme comportant cette information, ou être liée à la précision numérique de la valeur nominale.

Tout venant de carrière

Matériaux sans contrôle des fines et incluant tous les granulats et blocs obtenus après tir de mine pouvant être chargés avec une pelle mécanique standard, ce qui signifie que seuls les blocs trop volumineux pour être facilement ramassés et chargés sont laissés sur place.

Tracé en plan

Forme d'une digue, d'une rivière ou d'un cours d'eau vue de dessus. *Voir aussi profil en travers*

Transport sédimentaire total

Somme du transport sédimentaire par charriage et du transport sédimentaire en suspension dans une rivière.

Transport solide par suspension

Matériaux se déplaçant en suspension dans un fluide, maintenus dans cet état par la composante ascendante des courants turbulents ou par effet colloïdal. *Voir aussi charriage, transport solide*

Tri sélectif des sédiments

Processus selon lequel les sédiments fins et les sédiments plus épais sont séparés par des écoulements fluides.

Tronçon de digue

Segment de digue défini sur la base de critère tel que la maîtrise d'ouvrage ou la constitution de l'ouvrage.

Tsunami

Série d'ondes de très grande période se propageant à travers un milieu aquatique (océan, mer ou lac), issues du brusque mouvement d'un grand volume d'eau, provoqué généralement par un séisme, un glissement de terrain sous-marin ou une explosion volcanique, et pouvant se transformer, en atteignant les côtes, en vagues destructrices déferlantes de très grande hauteur.

Turbulence

Mouvement de fluide de type tourbillonnaire dont le flux est partiellement contraire au courant principal.

Up-rush

1. Mouvement de retour de l'eau vers la terre suivant le ressac d'une vague.
 2. Mouvement ascendant ou descendant (*down-rush*) de l'eau le long d'un ouvrage après le déferlement.
- Voir aussi run-up, run-down*

Usure

Érosion de matériau d'une surface solide causée par une autre substance, surface ou processus. Cette dégradation peut être due à une altération ou à une perte de particules.

Vague incidente

Vague se déplaçant vers la côte, la rive ou vers un ouvrage.

Vagues monochromatiques

Voir houle régulière

Valve

Dispositif permettant de réguler le débit ou la pression dans une canalisation en permettant à l'eau d'en sortir par un mécanisme d'ouverture.

Vanne

Moyen de contrôler, modifier ou arrêter un écoulement dans une canalisation. Il y a différents types de vannes (par exemple à clapet ou à guillotine) qui peuvent être équipées de dispositifs de protection.

Vanne à clapet

Vanne équipée d'un couvercle relié à la partie supérieure de la canalisation par une charnière et conçue pour se fermer lorsque le niveau de l'eau en aval dépasse celui en amont. Fréquemment utilisé sur les exutoires de drainage vers les eaux de marées et les rivières afin d'éviter le retour d'eau. Synonyme : clapet anti-retour.

Vitesse d'infiltration

Vitesse moyenne à laquelle l'eau souterraine s'écoule à travers les pores du sol. Rapport entre le débit volumétrique et la surface moyenne de vides d'une section transversale de sol.

Vitesse de décrue

Vitesse de baisse du niveau d'eau, par exemple, après le pic de crue

Voie navigable

Chenal apte à la navigation.

Voirie d'accès

Chemin ou route qui permet d'accéder à la levée à partir de la zone protégée, et utilisable aussi en cas d'inondation ou comme défense.

Volume écoulé

Volume total d'eau évacué dans le cadre d'une analyse d'écoulement.

Vulnérabilité

Sensibilité des personnes et des enjeux situés dans une zone endiguée aux traumatismes physiques ou psychologiques que peut causer un événement.

Voir aussi dommages potentiels, enjeu

Zone

Partie de la coupe transversale d'une digue ayant les mêmes caractéristiques de sol.

Zone bénéficiaire

Voir zone protégée par une digue ou une levée

Zone d'emprunt (de matériaux), carrière

Site utilisé pour l'approvisionnement en matériaux de sol ou granulats pour les travaux de construction.

Zone de drainage

Zone délimitée par un fossé de drainage qui collecte le ruissellement vers un point donné d'un cours d'eau.

Zone de ressac

Zone d'action de la houle qui s'étend de la limite atteinte par l'eau (qui varie en fonction de la marée, de la surcote, de la surélévation de la mer etc.) jusqu'à la ligne marquant la limite la plus au large de la zone de déferlement, limite à partir de laquelle les vagues approchant le littoral commencent à se briser, typiquement à des profondeurs de 5 à 10 m.

Zone de swash

Zone d'action de la houle sur la plage, qui se déplace en fonction des variations de niveaux d'eau et dont les limites sont celles du run-up et du run-down. *Voir aussi run-up, run-down*

Zone endiguée

Zone située derrière la digue et qui n'est pas inondée, ou dans laquelle l'inondation est limitée ou retardée grâce à un système de protection contre les inondations.

Zone inondable

Surface de part et d'autre d'un cours d'eau ou derrière des défenses contre la mer qui se trouve en-dessous du niveau d'eau maximal.

Abréviations

ACM	Articulated concrete Mattresses (Matelas Articulé en Béton)	LAT	(Organisation internationale de normalisation) Lowest astronomical tide (Marée astronomique la plus basse)
AD	Alpine Department (Département Alpin)	LiDAR	Light detection and ranging
ADSC	Analog to Digital Signal Converter (Convertisseur analogique en signal numérique)	LMS	Levee management system (Système de gestion des digues)
ASCE	American Society of Civil Engineers	LSAC	Levee safety action classification (Classification des actions de sécurité des digues)
ASTER	Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer	LSM	Life safety model (Modèle de sécurité des personnes)
ASTM	American Society for Testing and Materials	AMC	Analyse multi-critères
AWWA	American Water Works Association	MEMS	Microelectromechanical System (système microélectromécanique)
BS	British Standards (Normes britanniques)	MHHW	Mean higher high water (Moyenne supérieure des hautes eaux)
ACB	Analyse Coûts-Bénéfices	ML-CL	Low compressible silt with low compressible clay (Limon et argile faiblement compressible)
CETMEF	Centre d'Études Techniques Maritimes et Fluviales	MLLW	Mean lower low water (Moyenne inférieure des basses eaux)
CH	High plastic clay (Argile hautement plastique)	MSL	Mean sea level (Niveau moyen de la mer)
CL	Lean clay (Argile de faible plasticité)	MWL	Mean water level (Niveau moyen de l'eau)
CMP	Corrugated metal pipe (Buse métallique en tôle ondulée)	OHSAS	Occupational health and safety assessment system (Système de gestion de la santé et de la sécurité au travail)
CRR	Cyclic resistance ratio (Rapport de résistance au cisaillement cyclique)	E&M	Exploitation et maintenance
CSM	Conceptual Site Model (Modèle conceptuel du site)	PDCA	Plan-do-check-act (Projeter-réaliser-vérifier-exécuter)
CSR	Cyclic stress ratio (Rapport de contrainte cyclique)	PHMSA	Pipeline and hazardous materials safety administration (Administration de la sécurité des pipelines et des matières dangereuses)
DGPS	Digital global positioning system (système GPS)	PIANC	World Association for Waterborne Transport Infrastructure (Association pour les infrastructures maritimes et fluviales)
DT	Destructive testing (Essai destructif)	POC	Point of contact (Point de contact)
MNT	Modèle numérique de terrain	POT	Peak over threshold (Pic au-dessus du seuil)
EA	Environmental Agency	PVC	Polyvinyl chloride (Polychlorure de vinyle)
DAA	Dommages annuels attendus	QMS	Quality management system (Système de gestion de la qualité)
EIA	Environmental impact assessment (Évaluation de l'impact environnemental)	SAA	Shape accel array
EMS	Environmental management system (Système de gestion environnemental)	SAR	Synthetic aperture radar (radar d'ouverture synthétique)
EOC	Emergency operations center (Centre opérationnel de secours)	SBCA	Societal benefit cost analysis (Analyse sociétale coût-bénéfice)
EST	Equilibrium sediment transport (Transport de sédiments à l'équilibre)	SLS	Service limit state – related to the failures of levees (État limite de service – en relation avec les défaillances des digues)
EWS	Early warning system (Système d'alerte précoce)	STE	Source-transfert-enjeux
FEM	Finite element method (Méthode aux éléments finis)	SSI	Soil structure interaction (Interaction sol-structure)
FEMA	Federal emergency management agency	STOWA	Foundation for Applied Water Research (Fondation pour la recherche appliquée sur l'eau)
FRMS	Flood risk management structure (Structure de gestion du risque inondation)	SWL	Still water level (niveau d'eau au repos)
GEOTECH	Geotechnical (Géotechnique)	SYMADREM	Syndicat mixte interrégional d'aménagement des digues du Rhône et de la mer
GFR	Glass fibre reinforced (Fibre optique renforcée)	TAW	Technical advisory committee on water defences
SIG	Système d'Information Géographique	ULS	Ultimate limit state – related to the failure of levee (État limite ultime – en relation avec la défaillance des digues)
GPS	Global Positioning System	USACE	US Army Corps of Engineers
HAT	Highest Astronomical Tide (Marée astronomique la plus haute)		
HDPE	High density polyethylene (Polyéthylène haute densité)		
HSE	Health and Safety Executive (Directeur de la santé et de la sécurité)		
ICE	Civil engineers institute		
ICOLD	International Commission on Large Dams		
ILH	International Levee Handbook (Guide international sur les digues)		
IRSTEA	Institut national de recherche en sciences et techniques pour l'environnement et l'agriculture		
ISO	International Organisation for Standardization		

Notations

$\bar{\eta}$	Niveau de la surface de l'eau au repos moyen ou surcote de houle	c'_k	Valeur caractéristique de la cohésion effective du sol
$\bar{\eta}_{max}$	Surcote maximale de houle	C_r	Coefficient de réflexion des vagues
$\bar{\eta}_w$	Surcote due au vent	CR	Rapport de compression
$\bar{\eta}_b$	Surcote due à la houle	C_u	Cohésion non drainée du sol
A	Surface du bassin versant	C_U	Coefficient d'uniformité
A	Surface de la section mouillée ou sous-section d'un profil en travers si indiqué	c_u	Cohésion non drainée
a	Coefficient de Coriolis	C_{ud}	Valeur de dimensionnement de la cohésion non drainée du sol
a	Angle de la pente d'une structure (revêtement côtier ou brise-lame)	C_{uk}	Valeur caractéristique de la cohésion non drainée du sol
A_c	Surface d'une section en travers de cours d'eau	c_{ur}	Cohésion non drainée résiduelle
A_m	Section mouillée d'un bateau	c_v	Coefficient de consolidation verticale
A_n	Sous-élément d'une section du lit mineur. L'indice n indique le sous-élément d'une section divisée en n éléments	C_{α}	Coefficient de compression secondaire (fluage)
B	Largeur au miroir	$C_{\alpha\epsilon}$	Coefficient de compression secondaire modifié (fluage)
b	Épaisseur d'une tranche verticale (dans les calculs de stabilité de pente)	d	Hauteur de la structure (crête) par rapport au fond du lit (brise-lame, barrages)
b	Largeur d'un seuil dans la direction de l'écoulement	D_{10}	Diamètre des grains à 10 % passant
b_i	Épaisseur d'une tranche verticale i (dans les calculs de stabilité de pente)	D_{50}	Diamètre des grains à 50 % passant
B_j	Largeur du jet déversant à l'impact avec les protections de pied	D_{60}	Diamètre des grains à 60 % passant
C	Coefficient de Chézy	D_{90}	Diamètre des grains à 90 % de passant
C	Coefficient d'élargissement ou de contraction	D_b	Hauteur moyenne du lit
C	Coefficient de débit d'un seuil	d_b	Hauteur d'eau de déferlement des vagues
C	Vitesse des vagues	d_c	Hauteur d'eau critique
c	Célérité des ondes	d_n	Hauteur d'eau normale
c'	Cohésion effective du sol	E	Énergie totale dans une section en travers à l'écoulement
C_0	Coefficient de débit du seuil, fonction de la forme du seuil	e	Indice des vides
C_c	Indice de compression	E_d	Valeur de dimensionnement de l'effet des actions
C_d	Coefficient de débit	e_0	Indice des vides initial
c'_d	Valeur de dimensionnement de la cohésion effective du sol	e_p	Indice des vides à la fin de la consolidation primaire
c_g ou C_g	Vitesse de groupe	E_u	Module d'élasticité non drainé
c_h	Coefficient de consolidation horizontale	F	Facteur de sécurité (géotechnique), défini comme le ratio résistance ultime / résistance requise
		f	Facteur de charge de Lacey

F_j	Force totale du jet déversant sur la protection contre les affouillements par unité de longueur du mur	H_{so} ou H'_{os}	Profondeur d'eau significative de la hauteur des vagues
f_p	Fréquence du « pic » du spectre de la houle	h_t	Hauteur du remous ; hauteur d'eau en aval d'un seuil déversant
Fr	Nombre de Froude, $Fr=U/(gh)^{1/2}$	h_w	Hauteur de la crête des vagues au pied d'un mur de protection
g	Accélération de la pesanteur	i	Gradient hydraulique de la surface libre
$G'_{stb,d}$	Valeur de dimensionnement des actions verticales permanentes de stabilisation pour la vérification de la houle	i_b	Pente du lit de la rivière
G_s	Masse volumique des grains	I_l	Indice de liquidité
H	Hauteur des vagues, du creux à la crête	I_p	Indice de plasticité
H	Hauteur d'eau amont d'une dérivation latérale d'un barrage ou d'un seuil ; différence de charge entre l'amont et l'aval d'un seuil	I_s	Sinuosité du lit (L_s/L_v)
H	Hauteur de la ligne de charge	K	Débitance
h	Hauteur d'eau ; hauteur d'un mur de protection ; hauteur d'eau sur la crête d'un seuil latéral	k_h	Coefficient de perméabilité horizontale
H^*	Charge équivalente au-dessus de la crête d'un seuil de dérivation	k_s	Rugosité du lit, rugosité hydraulique
h_1	Hauteur moyenne de la surcote due à la houle au-dessus ou en dessous de la crête d'une digue ; hauteur d'eau au-dessus de la crête d'un mur de protection	k_{sg}	Rugosité de grain
$H_{1/3}$	Hauteur significative des vagues dans l'espace temps ; moyenne du tiers supérieur des hauteurs de vagues	k_{sD}	Rugosité de peau
H_a	Charge en amont d'un seuil	L	Longueur d'onde, dans la direction de propagation de la houle
H_b	Hauteur des vagues	L	Longueur de la crête du déversoir latéral
h_D	Profondeur hydraulique de l'écoulement en rivière	L	Distance entre deux profils en travers de rivière ; distance pondérée
H_E	Energie moyenne de la houle	L	Longueur d'une digue circulaire
h_f	Terme de perte de charge entre deux sections en travers	l	Longueur du glissement
H_i	Hauteur des vagues incidentes	L_b	Longueur moyenne du lit
H_{m0}	Hauteur significative des vagues calculée à partir du spectre, $H_{m0}=4(m_0)^{1/2}$	L_{ch}	Distance entre deux sections du lit mineur
H_o	Hauteur des vagues au large ou en grande profondeur	L_{jump}	Longueur du ressaut hydraulique
h_p	Hauteur d'eau perpendiculaire au fond du lit	L_{lob}	Distance entre deux sections du lit majeur gauche
H_r	Hauteur des vagues réfléchies	L_o	Longueur d'onde des vagues au large ou en eau profonde, $L_o=gT^2/2\pi$
H_{rms}	Racine carrée de la moyenne quadratique de la hauteur des vagues	L_{rob}	Distance entre deux sections du lit majeur droit
H_s	Hauteur de houle significative, hauteur de déferlement	L_s	Longueur du bateau
h_s	Hauteur d'eau à une distance en mer de $1/2L$ ou $5H_{max}$ du pied de l'ouvrage	L_s	Longueur du lit mineur
		L_v	Longueur de la vallée
		M	Masse totale du sol
		m_0	Instant zéro du spectre de houle
		m_5	Coefficient de sinuosité en degré dans la méthode de Cowan
		MDD	Masse volumique apparente sèche maximale
		M_{ed}	Moment de renversement de dimensionnement (dans l'analyse de stabilité de pente)

M_{Rd}	Moment de rappel de dimensionnement (dans l'analyse de stabilité de pente)	Q_{lob}	Débit du lit majeur gauche dans une section en travers
m_v	Coefficient de compressibilité volumique	Q_{rob}	Débit du lit majeur droit dans une section en travers
n	Coefficient de Manning de rugosité du lit	Q_s	Transport solide
N	Nombre de coups lors d'un sondage pénétrométrique ou lors d'un essai au pénétromètre standard (SPT)	R	Rayon hydraulique
n_{irr}	Élément d'irrégularité de la rugosité dans le coefficient de Manning	r	Intensité relative de turbulence
n_i	Rugosité unitaire du coefficient de Manning, comprenant trois composantes	r, r_c	Rayon de courbure du lit au centre de la rivière
n_{sur}	Composante de surface dans la rugosité du coefficient de Manning	R_c	Revanche de la crête, niveau de la crête par rapport au niveau d'eau au repos
n_{veg}	Composante de végétation dans la rugosité du coefficient de Manning	R_d	Niveau d'épuisement, relatif au niveau d'eau au repos
n_x	Composante du coefficient de Manning dans la méthode de Cowan	R_d	Valeur de dimensionnement de la résistance à une action
OMC	Teneur en eau optimale	R_u	Surcote due à la houle, par rapport au niveau d'eau au repos
P	Périmètre mouillé, hauteur du déversoir latéral par rapport au pied de la digue	$R_{u2\%}$	Surcote de houle dépassée par seulement 2 % des vagues déferlantes
p	Probabilité	$R_{up\%}$	Surcote de houle dépassée par seulement p % des vagues déferlantes, p étant la probabilité d'occurrence (en %)
p'	Pression effective	S	Gradient d'énergie ; pente de la ligne de charge
$P_{floc,req}$	Probabilité locale de macro-instabilité	s, s_0	Cambrure des vagues ; $s=H/L_0$
P_{fjinst}	Probabilité de brèche résultant d'une instabilité de talus de la pente interne	S_0	Pente du lit de la rivière
p'_o	Pression effective <i>in situ</i>	$S_{dst,d}$	Valeur de dimensionnement de la force de déstabilisation de la fuite dans le sol
Q	Charge verticale surfacique imposée en cours d'exécution (dans les calculs de stabilité de pente)	S_f	Pente du frottement dans les écoulements à surface libre
q	Débit spécifique ; débit unitaire par mètre linéaire sur la crête du déversoir	s_m	Cambrure de la houle pour la période moyenne des vagues ; $s_m=2\pi H_y/(gT_m^2)$
Q'	Débit variable spatialement sur la crête d'un déversoir latéral	s_{om}	Cambrure de la houle au large (en eau profonde) pour la période moyenne des vagues ; $s_{om}=H_{s0}/L_{om}=2\pi H_{s0}/(gT_m^2)$
Q, Q_w	Débit d'eau	s_{op}	Cambrure de la houle au large (en eau profonde) pour la période du pic des vagues ; $s_{op}=H_{s0}/L_{op}=2\pi H_{s0}/(gT_p^2)$
Q_{am}	Débit en amont d'un déversoir latéral	SWL	Niveau d'eau au repos
Q_{av}	Débit en aval d'un déversoir latéral	T	Période de la houle
Q_{ch}	Débit du lit mineur	t_f	Temps de chute d'une particule d'eau de la crête au sol d'un seuil déversant
Q_d	Charge verticale de dimensionnement imposée par unité de longueur (dans les calculs de stabilité de pente)	T_m	Période moyenne de la houle
Q_i	Charge verticale imposée sur la tranche i par unité de longueur (dans les calculs de stabilité de pente)	T_p	Période de la houle correspondant à la fréquence de la valeur maximale
Q_k	Valeur caractéristique de la charge verticale imposée par unité de longueur (dans les calculs de stabilité de pente)	U	Vitesse d'écoulement horizontale du niveau d'eau moyen
Q_{lat}	Débit total sur le déversoir latéral		

u	Pression interstitielle	y_1	Hauteur d'eau à l'emplacement 1 (2, 3, etc. comme indiqué par l'indice)
u^*	Vitesse de frottement ; $u^*=(\tau_b/\rho_w)^{1/2}$	y_{bs}	Hauteur d'eau due à l'affouillement du lit
u'	Composante fluctuante de la vitesse	y_{cs}	Hauteur d'eau maximale due à l'affouillement au niveau d'un confluent
U_{10}	Vitesse du vent à une hauteur de 10 m au-dessus de la mer	y_{me}	Profondeur d'affouillement due à un jet plongeant
u_d	Valeur de dimensionnement de la pression interstitielle	y_n	Hauteur d'eau normale en régime uniforme
$u_{dst,d}$	Valeur de dimensionnement de la pression interstitielle déstabilisatrice totale	y_s	Profondeur d'affouillement par rapport au lit initial
u_k	Valeur caractéristique de la pression interstitielle	y_{ws}	Hauteur d'eau maximale due à la migration des dunes
u_{max}	Vitesse maximale à la surface pour un profil vertical de vitesses	Z	Niveau d'eau par rapport à un appareil de mesure
u_0 ou u_{bmax}	Vitesse orbitale maximale induite par la vague à proximité du fond	z	Niveau du lit mineur par rapport à un niveau de référence ; distance au-dessus du fond pour une distribution verticale dans un écoulement ; niveau auquel sont mesurées les vitesses du <i>fetch</i> pour la formation des vagues
U_z	Vitesse du vent à une hauteur z (m) au-dessus de la mer	z_0	Niveau de référence du profil de vitesse, appelé aussi hauteur de frottement
v	Vitesse d'écoulement moyenne	α	Paramètre de corrélation
V	Volume total de sol	α	Inclinaison de la base d'une couche par rapport à l'horizontal (dans les calculs de stabilité de pente)
V_a	Vitesse d'écoulement à l'approche d'un seuil	α_i	Inclinaison de la base d'une couche i par rapport à l'horizontal (dans les calculs de stabilité de pente)
V_j	Vitesse du jet pour un seuil déversant	Δ_u	Augmentation de la pression interstitielle
V_{mid}	Vitesse du milieu de la zone de surf du littoral	$\Delta\sigma_v$	Augmentation de la contrainte verticale totale
V_w	Vitesse horizontale de la vague	Λ_{GEO}	Degré de mobilisation des forces de résistance de dimensionnement par les actions de dimensionnement ou l'effet des actions de dimensionnement
W	Largeur du courant	ρ	Masse volumique apparente
W	Poids propre de la couche par unité de longueur (dans les calculs de stabilité de pente)	ρ_d	Masse volumique apparente sèche
w	Teneur en eau	ρ_s	Masse volumique absolue ou masse volumique des grains
W_d	Valeur de dimensionnement du poids propre de la couche par unité de longueur (dans les calculs de stabilité de pente)	ρ_w	Masse volumique de l'eau
W_i	Poids propre de la couche i par unité de longueur (dans les calculs de stabilité de pente)	$\sigma_{std,d}$	Valeur de dimensionnement de la contrainte verticale stabilisatrice
w_l	Limite de liquidité	σ'_{v0}	Contrainte verticale effective <i>in situ</i>
w_p	Limite de plasticité	σ'_y ou p'_y	Contrainte résultante ou pression de préconsolidation
x, y, z	Distance le long des axes d'un repère orthonormé	φ'	Angle de frottement effectif
X_b	Distance du littoral au point de déferlement	φ'_d	Valeur de dimensionnement de l'angle de frottement effectif
x_c	Distance horizontale de la trajectoire du jet	φ'_k	Valeur caractéristique de l'angle de frottement effectif
x_L	Distance horizontale de la trajectoire du jet	Φ	Fonction normale
X_{Ru}	Distance horizontale du <i>run-up</i> des vagues		
x_U	Distance horizontale de la trajectoire du jet		
y	Hauteur d'eau		

Ω	Indice de puissance du flux	μ	Facteur de correction de la force résistante de la pale
Ω_{lim}	Valeur limite de l'indice de puissance du flux	ν	Viscosité cinématique
β	Pente du rivage	θ	Angle entre le contour du bas et la crête de la vague
β	Angle de contraction du lit principal	θ	Angle entre la trajectoire du jet et le plan horizontal pour un mur déversant
β_{req}	Indice de fiabilité	θ_b	Angle de la zone de déferlement par rapport à la normale au littoral
ϕ'	Angle de frottement effectif	θ_j	Angle moyen de la trajectoire du jet
ϕ'_{cv}	Etat critique effectif ou angle de frottement à volume constant	θ_L	Angle de la nappe supérieure du jet
ϕ'_p	Angle de frottement effectif au pic	θ_m	Direction moyenne de la houle calculée à partir du spectre de houle
ϕ'_r	Angle de frottement effectif résiduel	θ_p	Direction du pic de houle
γ_u	Poids volumique non drainé	θ_U	Angle de la nappe inférieure du jet
γ	Coefficient de frottement de Bazin	τ	Contrainte de cisaillement
γ	Poids volumique de l'eau	τ_0	Contrainte de cisaillement au fond du lit
γ_b	Indice de profondeur de déferlement des vagues	ξ	Paramètre de similitude de surf
$\gamma_b, \gamma_p, \gamma_b$	Facteurs représentant l'influence de berges, de la rugosité de la pente, et de l'obliquité des vagues, respectivement	$\xi_{g \text{ safety standard}}$	Facteur de corrélation pour la norme de sécurité
γ_{bulk}	Poids volumique apparent	ξ_m	Paramètre moyen de similitude de surf
γ_c	Facteur partiel appliqué à la cohésion effective du sol	ξ_p	Paramètre du pic de similitude de surf
γ_d	Facteur partiel du modèle		
γ_G	Facteur partiel appliqué aux actions permanentes (y compris le poids propre)		
$\gamma_{G;dst}$	Facteur partiel pour une action permanente déstabilisatrice		
$\gamma_{G;fav}$	Facteur partiel pour une action permanente favorable		
$\gamma_{G;inf}$	Facteur partiel pour une action permanente (y compris le poids propre) dans les calculs de dimensionnement par défaut		
$\gamma_{G;stb}$	Facteur partiel pour action permanente stabilisatrice		
$\gamma_{G;sup}$	Facteur partiel pour une action permanente (y compris le poids propre) dans les calculs de dimensionnement par excès		
γ_n	Facteur de conséquence		
γ_Q	Facteur partiel appliqué aux actions variables (y compris les charges surfaciques appliquées)		
$\gamma_{Q;dst}$	Facteur partiel pour une action déstabilisatrice entraînant une défaillance hydraulique		
γ_{Re}	Facteur partiel appliqué à la résistance du sol		
γ_ϕ	Facteur partiel appliqué à ϕ		
κ	Coefficient de Van Karman		

La collection « Références » du Cerema

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoir-faire...), dans une version stabilisée et validée. Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

Guide international sur les digues

The International Levee Handbook (2013) - version française (2019)

Qu'elles soient d'origine fluviale ou maritime, les inondations et les submersions représentent un risque aux conséquences parfois désastreuses. Les digues, qu'on appelle aussi levées, constituent des éléments importants de protection et de défense contre les submersions et les inondations. Ainsi, on estime à plusieurs centaines de milliers de kilomètres le linéaire de digues en bordure des fleuves et des côtes en Europe et aux États-Unis.

Compte tenu de leur rôle critique dans l'atténuation du risque d'inondation ou de submersion, les digues représentent donc un enjeu majeur face aux évolutions climatiques et aux risques d'occurrences d'événements extrêmes dans l'avenir.

Les gouvernements de cinq pays (France, Allemagne, Irlande, Pays-Bas, Royaume-Uni et États-Unis) ont décidé la production d'une référence commune sur les bonnes pratiques de gestion et de conception des digues : *The International Levee Handbook* (dont le présent ouvrage est la traduction française) est ainsi le fruit d'un partage d'expériences et de connaissances mené dans le cadre d'une collaboration internationale.

Conçu dans une approche exhaustive le Guide international des digues est un manuel complet qui intègre l'essentiel des bonnes pratiques de l'évaluation de la sécurité, la conception en passant par la construction, la maintenance et jusqu'à la gestion des digues. Sans prétendre être un code de pratiques prescriptif, il doit toutefois être considéré comme un important support de décision et constitue un manuel de référence à destination des collectivités territoriales, des propriétaires et des gestionnaires de digues, des bureaux d'études, des services de contrôle de l'État et des entreprises de travaux publics.

Aménagement et cohésion des territoires - Ville et stratégies urbaines - Transition énergétique et climat - Environnement et ressources naturelles - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Infrastructures de transport - Habitat et bâtiment



Prix TTC : 250 €

ISSN : 2276-0164

ISBN : 978-2-37180-404-3

