

## 4 Caractérisation du site et collecte des données



1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

## SOMMAIRE du Chapitre 4

<b>4.1</b>	<b>Bathymétrie et morphologie</b>	<b>314</b>
4.1.1	Généralités	314
4.1.1.1	Définitions	314
4.1.1.2	Interaction entre la morphologie et la bathymétrie	315
4.1.2	Bathymétrie et morphologie liées aux ouvrages maritimes	317
4.1.2.1	Introduction	317
4.1.2.2	Dunes sous-marines	318
4.1.2.3	Littoraux vaseux: vasières et prés-salés	319
4.1.2.4	Plages	319
4.1.2.5	Dunes littorales	321
4.1.2.6	Falaises et plates-formes littorales	322
4.1.3	Bathymétrie et morphologie des rivières et des estuaires	322
4.1.3.1	Généralités	322
4.1.3.2	Types d'estuaires	323
4.1.3.3	Types de rivières	323
4.1.3.4	Théorie du régime appliquée aux rivières	326
<b>4.2</b>	<b>Conditions aux limites hydrauliques et collecte des données – eaux maritimes et côtières</b>	<b>328</b>
4.2.1	Régime des vents et conditions de pression	329
4.2.1.1	Utilisation des données de vent	329
4.2.1.2	Utilisation des données de pression atmosphérique	331
4.2.2	Niveaux d'eau en milieu marin	332
4.2.2.1	Niveau moyen de la mer	333
4.2.2.2	Marée	333
4.2.2.3	Surcote statique	335
4.2.2.4	Surélévation due au vent	336
4.2.2.5	Surélévation due à la houle	337
4.2.2.6	Seiches	339
4.2.2.7	Ondes de basses fréquences	341
4.2.2.8	Tsunamis	342
4.2.2.9	Ondes de crue	343
4.2.2.10	Élévation du niveau de la mer due au changement climatique	344
4.2.2.11	Sources de données de niveau d'eau	346
4.2.2.12	Niveaux d'eau extrêmes de dimensionnement	347
4.2.3	Courants marins et estuariens	351
4.2.3.1	Généralités	351
4.2.3.2	Composantes des courants marins et estuariens	351
4.2.3.3	Conditions d'écoulement estuarien, incluant le modèle de conservation de la masse et les courants de densité	353
4.2.3.4	Modélisation numérique des courants marins et estuariens	357
4.2.4	Mer de vent et houle océanique	358
4.2.4.1	Définitions générales liées à la houle, aux états de mer et au climat de houle	358
4.2.4.2	Représentation de la houle régulière/aléatoire et de la houle à courte/longue crête	360
4.2.4.3	Caractérisation de la houle et de sa cinématique	362

4.2.4.4	Propriétés statistiques et distribution des vagues dans un état de mer	365	1
4.2.4.5	Spectres de la houle	372	
4.2.4.6	Formation de la houle dans l'océan et dans les eaux intérieures	379	
4.2.4.7	Transformation de la houle du large à la côte	386	
4.2.4.8	Climat d'agitation à court terme ou fréquent	397	2
4.2.4.9	Climat de la houle à long terme – Analyse des houles extrêmes	399	
4.2.4.10	Modélisation numérique et physique des conditions de houle	405	
4.2.5	Probabilité combinée de la houle et du niveau d'eau	409	
4.2.5.1	Introduction	410	
4.2.5.2	Cas d'indépendance et cas de dépendance	411	3
4.2.5.3	Méthode de l'analyse historique	412	
4.2.5.4	Autres méthodes d'analyse	414	
4.2.5.5	Dimensionnement avec des houles et des niveaux d'eau combinés	416	
<b>4.3</b>	<b>Conditions aux limites hydrauliques et collecte des données – eaux intérieures</b>	<b>417</b>	<b>4</b>
4.3.1	Paramètres hydrauliques	417	
4.3.1.1	Géométrie de la rivière	417	
4.3.1.2	Données hydrauliques	418	
4.3.2	Débits et courants	421	
4.3.2.1	Généralités	421	
4.3.2.2	Hydrologie et débits de dimensionnement	422	5
4.3.2.3	Débit et vitesse	424	
4.3.2.4	Structure des courants	431	
4.3.2.5	Turbulence	437	
4.3.2.6	Contrainte de cisaillement sur le fond	438	
4.3.2.7	Confluences et diffluences des rivières	440	6
4.3.3	Ondes de crues	441	
4.3.3.1	Généralités	441	
4.3.3.2	Hydrogrammes (courbes de fréquence-dépassement et de tarage) et relations de niveau	441	
4.3.3.3	Ondes de crue et ondes de translation	443	7
4.3.4	Vagues et mouvements de l'eau induits par la navigation	446	
4.3.4.1	Courant de retour, abaissement du plan d'eau, ondes de proue et de poupe	448	
4.3.4.2	Ondes secondaires induites par la navigation	452	
4.3.4.3	Vitesses des jets d'hélices	452	
4.3.5	Modélisation des niveaux d'eau et des courants	455	8
4.3.5.1	Modélisation	455	
4.3.5.2	Modélisation numérique des niveaux d'eau et des courants	455	
4.3.5.3	Modélisation physique des niveaux d'eau et des courants	458	
4.3.5.4	Modélisation hybride des niveaux d'eau et des courants	460	
<b>4.4</b>	<b>Reconnaitances géotechniques et collecte des données</b>	<b>460</b>	<b>9</b>
4.4.1	Objectifs des reconnaissances géotechniques	461	
4.4.2	Procédures à suivre pour les reconnaissances géotechniques	461	
4.4.2.1	Reconnaitances géotechniques préliminaires	462	
4.4.2.2	Reconnaitances géotechniques en vue du dimensionnement	462	
4.4.2.3	Contrôle et suivi	463	10

4.4.3	Éléments clefs des reconnaissances géotechniques .....	.464
4.4.3.1	Études sur table .....	.464
4.4.3.2	Études de sol .....	.464
4.4.3.3	Visite du site .....	.470
4.4.3.4	Problèmes particuliers liés à chaque type d'ouvrage .....	.470
4.4.3.5	Techniques et matériels utilisés pour les reconnaissances .....	.472
4.4.3.6	Interprétation des résultats .....	.472
4.4.3.7	Rapport d'étude de sol .....	.472
4.4.4	Bibliographie .....	.473
<b>4.5</b>	<b>Conditions liées à la glace .....</b>	<b>.476</b>
4.5.1	Introduction .....	.476
4.5.2	Formation de la glace .....	.476
4.5.3	Différentes formes de la glace .....	.476
4.5.4	Action caractéristique de la glace de l'année .....	.478
4.5.5	Collecte des données .....	.479
<b>4.6</b>	<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>.480</b>

# 4 Caractérisation du site et collecte des données

Le **Chapitre 4** explique comment obtenir les **conditions hydrauliques et géotechniques nécessaires au dimensionnement** et comment mener **la collecte des données**.

Données des autres chapitres :

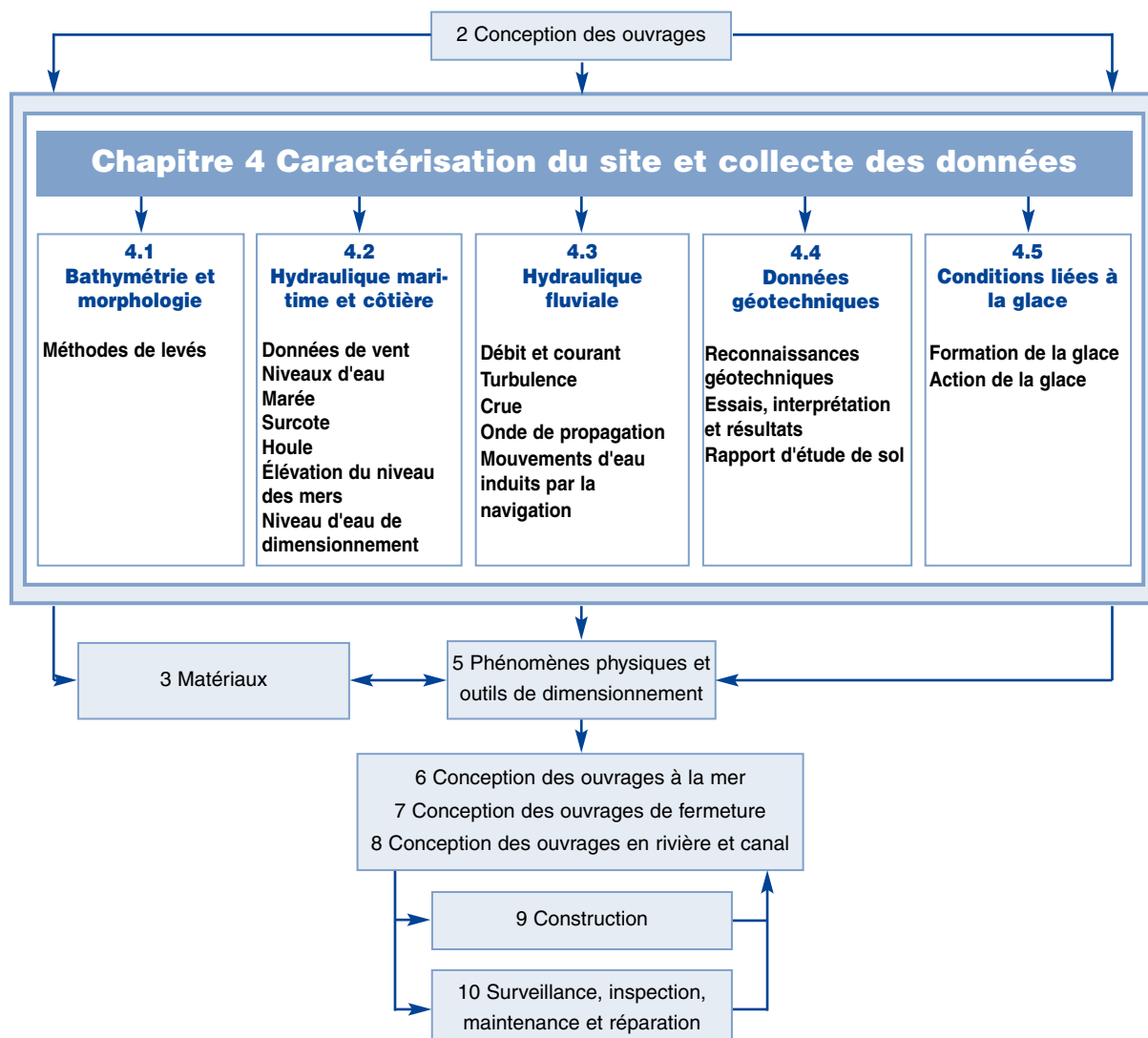
- **Chapitre 2** ⇒ Les exigences de projet
- **Chapitre 3** ⇒ Les propriétés des matériaux

Résultats pour les autres chapitres :

- les **conditions hydrauliques et géotechniques** ⇒ Chapitre 5
- les **conditions de site** pour la construction ⇒ Chapitre 9
- les **conditions de site** pour la maintenance ⇒ Chapitre 10

**NOTE** : le processus de conception est **itératif**. Le lecteur est invité à **se référer au Chapitre 2** tout au long du cycle de vie de l'ouvrage pour se remémorer les problématiques importantes.

Ce logigramme indique où trouver l'information dans ce chapitre et les liens avec les autres chapitres. Il peut être utilisé en parallèle aux sommaires et à l'index pour naviguer dans le guide.



## 4.1 BATHYMÉTRIE ET MORPHOLOGIE

### 4.1.1 Généralités

#### 4.1.1.1 Définitions

La *topographie* est la description des caractéristiques géométriques de la surface du sol au-dessus de l'eau. Trois méthodes sont habituellement utilisées :

- **le nivellement classique** ;
- **la photogrammétrie** : la photogrammétrie est une technique d'analyse de photographies aériennes qui permet de quantifier la géométrie des objets dans les clichés par rapport à un système de coordonnées fixes. Elle ne peut normalement être appliquée qu'à un secteur ou à un ouvrage visible, au-dessus du niveau de l'eau. Les levés aériens peuvent être programmés pour coïncider avec la marée basse afin d'en maximiser les résultats. Les vérifications faites à l'aide d'un nivellement classique suggèrent que la résolution de la photogrammétrie soit supérieure à  $\pm 90$  mm. Le coût initial du levé photogrammétrique d'une zone ou d'un ouvrage peut être élevé par rapport à un levé classique, mais le procédé peut s'avérer plus économique si plusieurs zones peuvent être survolées en une fois ;
- **le scannage laser en 3D** : le balayage au laser permet d'obtenir rapidement des données en 3D (10000 points par seconde) avec une densité relativement élevée (espacement entre les points d'environ 0.1 m voire mieux). La vitesse d'acquisition des données est particulièrement utile car la fenêtre de travail dans la zone intertidale est relativement limitée. Le scanner peut également enregistrer une photographie numérique en haute définition. Le scan est référencé par des points fixes reliés à un réseau de contrôle GPS. Le filtrage et le traitement ultérieurs du nuage de points enregistré permettent la production de modèles numériques de terrain (MNT) de l'ouvrage et de ses profils transversaux. En associant les informations en 3D à la photographie en 2D, on obtient une orthophotographie rectifiée, qui constitue une méthode supplémentaire de présentation et d'analyse des données.

Une vaste gamme de techniques est disponible. L'analyse détaillée de ce sujet dépasse la portée du présent guide.

Les données topographiques sont nécessaires pour le dimensionnement et la construction. Par ailleurs, la répétition des levés peut servir à quantifier les besoins en maintenance (voir la Section 10.3.4).

La *bathymétrie* est la description de la surface du sol sous l'eau. Il s'agit d'une condition aux limites particulièrement importante pour le dimensionnement géométrique et structurel des ouvrages en enrochement. Elle a une influence significative sur le volume de dragage, le volume d'enrochement nécessaire ainsi que sur les actions hydrauliques. À la côte, par exemple, la hauteur d'eau peut limiter la hauteur de la houle. Sur les cartes marines, le niveau du fond de la mer est défini par rapport à un niveau de référence (p. ex. cote marine), généralement égal au niveau de plus basse mer astronomique du site.

La bathymétrie d'une zone est normalement déterminée à l'aide d'un bateau équipé d'un sondeur acoustique monofaisceau (travaillant point par point) ou multifaisceaux (travaillant profil par profil). La Section 10.3.5 décrit les différentes techniques utilisées pour les levés bathymétriques.

Les données bathymétriques consistent en des séries de points, chaque point étant déterminé par trois coordonnées : horizontales ( $x, y$ ) et verticale ( $z$ ).

Dans la pratique, ces levés sont effectués à partir d'un bateau, à l'exception des zones intertidales et en eau peu profonde pour lesquelles il est possible d'employer des méthodes topographiques. On cherche quatre paramètres :

- la position horizontale ( $X, Y$ ) du bateau, qui est généralement obtenue à l'aide d'instruments topographiques classiques tels que le GPS différentiel (DGPS), le laser ou des dispositifs optiques ;

- la hauteur d'eau ( $d$ ), donnée par le sondeur ;
- la position verticale ( $Z$ ) du niveau de l'eau qui est obtenue soit à l'aide d'équipements topographiques classiques (tels que le DGPS, le laser, les dispositifs optiques), soit par la mesure de la marée ou à l'aide d'échelles référencées.

Aujourd'hui, les données sont numériques et il convient de prêter une attention particulière à la densité et à l'espacement des lignes de levé. Elles doivent être suffisamment proches pour donner une juste représentation des caractéristiques et du niveau du fond sans que le coût soit excessif. Il faut tracer des lignes de vérification, perpendiculaires aux principales lignes de levé, pour mettre en évidence les éventuelles erreurs de levé. En outre, la qualité des données doit être soigneusement contrôlée et les instruments étalonnés quotidiennement.

La *morphodynamique* est la description des processus de sédimentation et d'érosion qui se produisent sur le fond.

À cause de l'érosion et de la sédimentation, il est possible que la bathymétrie évolue avec le temps. Ces variations sont problématiques lorsque l'on effectue des mesures pour déterminer la bathymétrie à des fins de dimensionnement ou de construction. La vitesse d'évolution morphologique du fond dépend de l'intensité du transport sédimentaire. Des taux de transport élevés entraînent généralement une évolution relativement rapide du fond. Ces variations morphologiques sont toutefois très lentes comparées aux variations des conditions aux limites hydrauliques ; en règle générale, elles s'étalent sur plusieurs années voire des dizaines d'années, à l'exception de l'affouillement local près des ouvrages.

La présence de sédiments très mous et/ou de couches de fortes concentrations de sédiments en suspension (vase liquide, argile) peut engendrer des problèmes supplémentaires lors du levé. Ces matériaux mous peuvent rendre difficile l'acquisition de levés précis car une grande partie du signal émis et réfléchi est dispersée.

Le dimensionnement et la construction des ouvrages couverts par le présent guide exigent généralement des informations portant sur la bathymétrie et la morphologie du site. Par exemple, la construction d'une digue de fermeture ou d'ouvrages d'aménagement fluvial exige des données générales sur la bathymétrie et la morphologie de l'estuaire ou de la rivière de même que des données locales sur le site de construction. Ces données doivent fournir des informations sur les fluctuations à court terme (p. ex. saisonnières) et sur les évolutions et influences à long terme. La quantification de ces fluctuations exige des données issues de différents levés effectués pendant un laps de temps approprié. Les éléments saisonniers typiques sont les suivants :

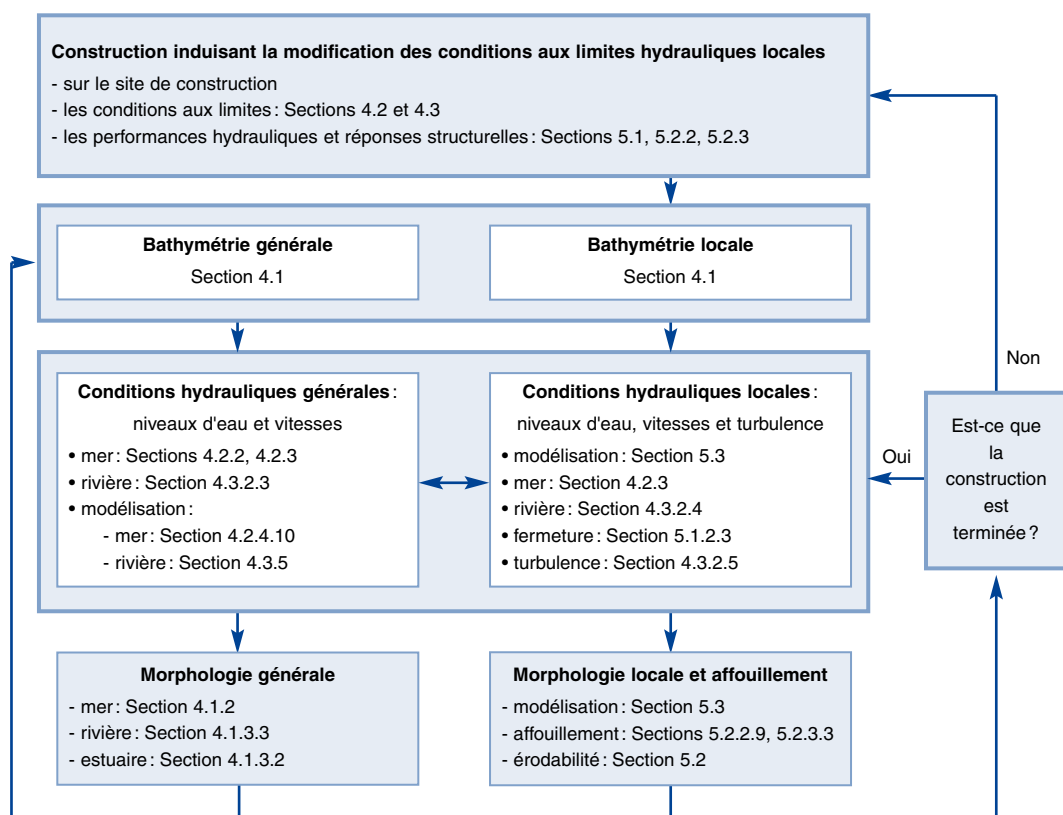
- la mousson et les tempêtes en environnement maritime, y compris dans les estuaires ;
- les crues et l'étiage pour les rivières.

#### **4.1.1.2 Interaction entre la morphologie et la bathymétrie**

Les études morphologiques et bathymétriques doivent inclure les évolutions du fond attendues à long terme telles que celles associées à la présence d'ouvrages côtiers, en estuaire ou en rivière. Des informations sur les caractéristiques locales du site de construction sont nécessaires, de même que des données sur la zone environnante. Les caractéristiques locales doivent être plus détaillées que les données générales. La cote du fond, par exemple, doit être connue avec suffisamment de précision avant que la construction ne débute. Au cours de la construction, il peut être nécessaire de procéder à une étude bathymétrique et topographique afin d'évaluer les variations bathymétriques locales. La Figure 4.1 schématise les interactions entre la bathymétrie, la morphologie et les conditions hydrauliques générales et locales sur un site.

Les données nécessaires proviendront de préférence de cartes existantes ou de levés effectués pour le projet. Il est également possible de procéder à des investigations historiques ou d'utiliser des enregistrements existants, mais leur fiabilité devra être contrôlée au préalable. Les images satellites peuvent également constituer une source d'informations. Elles peuvent être très utiles dans le cadre d'une cartographie car elles permettent par exemple d'identifier l'ancien cours d'une rivière ou l'alignement des dunes et par là même de donner de précieux renseignements sur la morphologie de la zone.

Les données morphologiques requièrent une attention particulière. Il faut étudier les caractéristiques des sédiments de même que le type de transport de ces sédiments. Les prélèvements d'échantillons des matériaux constitutifs du fond donneront des informations sur la distribution granulométrique. Il est important de prélever des échantillons à plusieurs endroits, dans la mesure où la taille des matériaux du fond est susceptible de varier considérablement dans l'espace. Ces échantillons devraient également permettre de déterminer si le matériau du fond est cohésif. La cohésion dépend de la quantité de particules fines, en particulier d'argile. Elle augmente la résistance à l'érosion.



**Figure 4.1** Interactions entre morphologie et bathymétrie en ce qui concerne les conditions hydrauliques et la construction

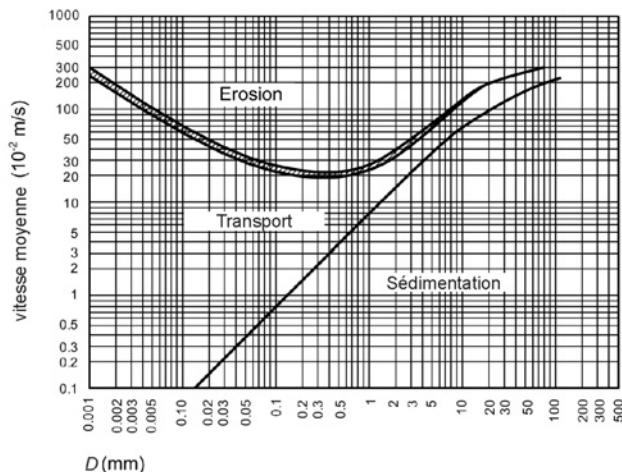
Le transport des sédiments peut s'effectuer sous forme de charriage, de matériaux en suspension ou d'une combinaison des deux. Le type de transport sédimentaire dépend de la taille des matériaux du fond et de la nature de l'écoulement. En règle générale, les matériaux grossiers tels que les galets et le sable grossier sont transportés par charriage tandis que les matériaux fins tels que le sable fin et le limon sont transportés par suspension. Pour prévoir le comportement morphologique du fond de la mer, du lit et des berges d'une rivière, il est nécessaire de collecter des informations sur les éléments suivants :

- les types de sédiments – c'est-à-dire fins ou grossiers, cohésifs ou non ;
- le volume et le(s) type(s) de transport sédimentaire – à savoir suspension, charriage ou les deux ;
- les variations du niveau du fond ;
- l'érodabilité des matériaux constitutifs du fond et des berges.



En règle générale, l'équilibre entre l'érosion et le dépôt de matériau de fond et l'équilibre entre l'entraînement et la sédimentation de particules en suspension déterminent les évolutions morphologiques attendues. Ces évolutions peuvent se faire naturellement ou résulter des déversements effectués au cours des activités de dragage. Il est possible d'utiliser des règles empiriques pour évaluer le résultat de cet équilibre et les vitesses moyennées sur la profondeur. À cet égard, le graphique présenté par Hjulström (1935) (voir la Figure 4.2) fait la distinction entre l'érosion et la sédimentation en fonction de seuils appliqués à la vitesse moyenne. Cette approche ne donne néanmoins que des résultats limités et il convient de rechercher d'autres références aux Sections 5.2 et 5.3, le cas échéant.

Outre les caractéristiques morphologiques, il convient de déterminer les débits et les vitesses de l'écoulement fluvial et/ou le climat de houle. Associés aux données morphologiques, ces éléments déterminent les variations bathymétriques. La Section 4.2 fait référence au climat de houle dans le cas des ouvrages maritimes. Les débits et les hauteurs d'eau associées dans le cas des rivières ou des barrages, les courbes débit-hauteur et les courbes débit-durée sont abordés à la Section 4.3 et peuvent nécessiter une analyse de l'hydrologie du bassin versant de la rivière. Les données morphologiques, bathymétriques et d'écoulement doivent être collectées dans les premières phases d'un projet et étudiées pendant la construction. Il faudra peut-être évaluer la probabilité combinée des variations morphologiques générales et de l'affouillement local, en particulier pour le dimensionnement des ouvrages de pied et des protections de fond (voir les Sections 5.2.2.9 et 5.2.3.3). Par ailleurs, pour être convenablement faite, l'analyse morphologique exige habituellement un fort degré d'expérience et d'expertise.



**Figure 4.2** Graphique des vitesses comme outil préliminaire d'évaluation de l'érosion ou de la sédimentation (Hjulström, 1935)

## 4.1.2 Bathymétrie et morphologie liées aux ouvrages maritimes

### 4.1.2.1 Introduction

Il est fondamental de connaître la bathymétrie et la morphologie du fond de la mer pour dimensionner des ouvrages côtiers, par exemple dans le cas de hauteurs de houle limitées par la profondeur d'eau (voir la Section 4.2.4.7). Dans bien des cas, la connaissance des variations morphologiques du fond au cours du temps est tout aussi essentielle au dimensionnement que la détermination du niveau moyen du fond, dans la mesure où il faut déterminer le niveau du fond le plus bas devant l'ouvrage, pour son dimensionnement. De fait, que le fond de la mer soit en équilibre dynamique ou instable sur le plan morphologique, l'amplitude des variations du niveau du fond à prendre en compte dans le dimensionnement doit être identifiée.

La stabilité du trait de côte et de la zone littorale dépend des caractéristiques physiques du littoral qui sont elles-mêmes déterminées par la géologie, la géomorphologie et les actions du vent, de la houle et des marées. L'évaluation des différents types de littoral est donc capitale pour que la conception d'un ouvrage en enrochement soit efficace.

La géomorphologie doit être caractérisée vis-à-vis des actions de l'environnement et des matériaux. Les principales informations nécessaires incluent :

- en matière d'**actions de l'environnement**, les facteurs maritimes tels que le vent, la houle, les marées, la variation du niveau de la mer ainsi que les courants engendrés par la houle ou par la marée, caractérisés par leur intensité, leur direction et leur variabilité dans le temps ;
- en matière de **matériaux**, la géologie de la zone littorale (immergée et émergée), y compris les roches, les sédiments plus mous, la topographie et la bathymétrie, le type de vase, sable, galets, carbonate et la proportion de sédiments mobiles et immobiles.

L'interaction des matériaux et des actions à l'interface entre la terre et la mer est importante. Ceci inclut le type de processus, c'est-à-dire l'érosion, le transport ou le dépôt de sédiments et leurs variations spatiales et temporelles. De plus, il convient de tenir compte d'un éventuel affouillement local lié à l'ouvrage (voir la Section 5.2.2.9).

La morphologie et la bathymétrie de la côte sont déterminées par l'équilibre entre l'agressivité de la mer et la résistance des terres. Elles varient dans le temps : il y a accumulation là où les sédiments se déposent ou il y a recul là où des zones sont érodées et des sédiments sont déplacés vers le large ou le long de la côte. La morphologie d'une côte change si les sollicitations et les énergies appliquées varient. Les sollicitations sont induites par la houle, les marées, les vents, les courants et les surcotes. Leur impact sur le modelé du terrain dépend du type, de l'amplitude et de la direction des actions, ainsi que de la résistance des matériaux qui constituent le terrain. Si les sollicitations entraînent un changement de forme ou de composition du modelé - ou des deux, une nouvelle relation se met en place entre les sollicitations et le nouveau modelé. Cette relation continue à évoluer jusqu'à ce qu'un nouvel équilibre dynamique soit atteint. Le transport des sédiments entraîne des modifications morphologiques et maintient cet équilibre entre le modelé et les actions hydrodynamiques. Les variations morphologiques saisonnières classiques en milieu marin (y compris dans les estuaires), sont liées à la mousson, aux typhons ou aux deux dans les régions tropicales et à d'autres tempêtes saisonnières dans des latitudes plus élevées. Par exemple, en Europe, l'érosion et la formation des plages se produisent en alternance l'hiver et l'été, respectivement.

Si l'on ne dispose d'aucune donnée sur les niveaux des fonds, il est possible d'obtenir une première indication de l'impact de la variabilité en comparant les vitesses moyennées sur la profondeur (du courant ou orbitale), les caractéristiques de la houle (hauteur et période) ou les deux, avec des valeurs seuils pour l'initiation du transport sédimentaire (Shields, 1936 ; Komar et Miller, 1974). Il faut utiliser des modèles appropriés pour le transport sédimentaire dans le cas des courants ou de l'action de la houle et on peut utiliser des prévisions ou des valeurs connues des courants ou de la houle (voir également les Sections 5.2, 5.3 et 6.3). Les conditions prédominantes de courant, de houle et la nature des sédiments peuvent entraîner des variations du fond présentant des dimensions et des échelles de temps moyennes caractéristiques. Pour obtenir des données représentatives en matière de variation du fond, les mesures doivent couvrir au moins une longueur d'onde de dunes sous-marines. Dans le cas de mesures répétées en un point unique, il convient d'opter pour une fréquence d'échantillonnage minimale égale au double de la fréquence habituelle des variations naturelles du fond de la mer.

#### 4.1.2.2 **Dunes sous-marines**

Le fond marin présente différentes morphologies possibles, telles que des rides de fond, des mégarides, des dunes sous-marines et des bancs de sable dus aux marées. Les dunes sous-marines sont les morphologies les plus évolutives.

Les dunes sous-marines ont des formes allongées engendrées par des dépôts de sédiments et leur surface est ondulée. La direction prédominante des courants définit l'orientation de la dune sur le fond de la mer. La crête de la dune sous-marine est orientée quasi perpendiculairement à la direction prédominante des courants. En règle générale, la hauteur des dunes sous-marines est comprise entre 1 et 10 m et leur longueur varie entre 100 et 1000 m. Dans le sud de la mer du Nord, on trouve des dunes sous-marines dont les longueurs et hauteurs sont de l'ordre de 100 et 10 m res-

pectivement, avec des périodes de retour correspondantes comprises entre 1 et 10 ans, parfois 100 (Van den Brink, 1998). Le mouvement d'une dune sous-marine le long du fond de la mer peut varier de quelques mètres à plus de 20 mètres par an. Les dunes de vase qui progressent le long de la côte guyanaise sont un autre exemple de variations morphologiques de période longue.

S'il peut exister des dunes sous-marines à proximité de l'ouvrage en projet, il convient de toujours étudier la bathymétrie du site, afin de déterminer leur présence et d'en estimer la hauteur et leurs mouvements (voir la Section 6.4.3.3).

#### 4.1.2.3 Littoraux vaseux : vasières et prés-salés

Les dépôts vaseux peuvent apparaître dans la partie haute de la zone intertidale des estuaires, des baies à marée et sur les côtes barrières ouvertes. À ces endroits, les vitesses des courants de marée sont trop faibles pour remettre intégralement en suspension la vase qui se dépose pendant la période d'étalement de pleine mer. Par conséquent, le dépôt net forme des vasières et des prés-salés.

La morphologie des vasières présente une grande diversité, liée aux variations d'équilibre des forces physiques, sédimentologiques et biologiques sur les sédiments. De manière générale, la largeur d'une vasière est plus importante dans les zones de fort marnage que dans les zones de faible marnage. Il existe toutefois des déviations considérables à cette règle générale, qui indiquent l'existence de phénomènes de contrôle supplémentaires. Les vasières sont exposées à des cycles d'érosion et de dépôt. On considère généralement que les vasières soumises à l'érosion ont un profil ascendant bas et concave tandis que les vasières soumises à un phénomène de dépôt ont un profil ascendant haut et convexe. Les variations de profil des vasières entraînent des variations d'exposition à l'attaque de la houle, ce qui modifie les rythmes d'érosion et de dépôt et peut éventuellement créer un nouvel équilibre.

Comme les vasières supérieures sont constituées de dépôts verticaux successifs des sédiments, le nombre et la durée des inondations par la marée diminuent. Il existe donc une hauteur critique à laquelle les vasières s'assèchent suffisamment longtemps pour que la végétation y pousse. La hauteur à laquelle la végétation peut coloniser une vasière dépend de la disponibilité des espèces végétales qui résistent à cet environnement. Ces plantes permettent de réduire l'écoulement et favorisent d'autres dépôts de vase. Une fois qu'un pré-salé est établi, l'activité biologique, la sédimentation et les phénomènes géomorphologiques dépendent du rythme et de l'ampleur des inondations par la marée. Les marées de morte-eau entrent à peine dans la vasière, mais n'atteignent pas le pré-salé, tandis que les marées de vive-eau dépassent habituellement le petit abrupt de délimitation de la vasière et inonde temporairement le pré-salé.

Dans la partie haute de la zone intertidale, les vasières et les prés-salés sont généralement connectés. Les processus physiques et biologiques y sont complexes et interdépendants. On distingue généralement trois grandes catégories de morphologies de traits de côte vaseux :

- une zone de faible pente sur laquelle on observe une apparition progressive de la végétation vers le haut et vers les terres. Ce type de côte est généralement dû à un dépôt, augmentant vers la mer et à la verticale ;
- un pré-salé à abrupts indiquant une érosion ;
- une dénivellation modérée, creusée transversalement en saillies semblables à des doigts et en sillons étroits par la houle. Ce type de trait de côte témoigne d'un régime de nette érosion, peut-être moins fort que dans le cas de prés-salés à abrupts, et il peut s'agir d'une phase transitoire entre un simple talus et une falaise.

#### 4.1.2.4 Plages

Une plage est une accumulation de sédiments lâches. Sa forme change en réponse aux variations de l'énergie de la houle. Une plage est donc capable de se maintenir dans un état d'équilibre dynamique avec son environnement, du fait de la mobilité de ses sédiments. Les plages se comportent différemment selon la taille des sédiments et elles peuvent être subdivisées *en plages de*

*sable, grèves, plages mixtes* (c.-à-d. un mélange grossier de sable et de galets) ou *composites* (c.-à-d. un estran inférieur sablonneux doublé d'un estran supérieur et d'un haut de plage essentiellement composés de galets avec peu de mélange entre les deux). La dynamique et le transport des matériaux constitutifs des plages ne sont pas abordés dans ce guide; des explications sont disponibles dans le *Beach Management Manual* (Simm *et al.*, 1996).

Bien que les plages aient des caractéristiques tridimensionnelles, l'analyse de leur morphologie peut être, pour plus de commodité, décomposée en une étude du profil transversal et une étude du profil longitudinal.

### **Profil transversal**

Même si le profil d'une plage peut présenter une grande variété de formes, la caractéristique morphologique la plus importante est la pente moyenne entre les limites côté mer et côté terre. Les zones situées à l'arrière des plages à forte pente présentent généralement une crête ou une barre à sommet plat, appelée berme, qui se forme à la limite du jet de rive. La suppression de la berme et la formation d'une barre littorale au niveau de la zone de déferlement marque la transition entre un profil de plage très pentu et un profil de plage en pente douce.

Lorsqu'une vague déferle sur le rivage, les sédiments sont poussés par le jet de rive vers le haut de la plage puis ramenés vers le bas par le retrait de la vague. À cause du phénomène de percolation de l'eau dans la plage, le transport tend à être plus faible lors du retrait de la vague que lors du jet de rive. De ce fait, il existe un déplacement net de sédiments vers le haut de la plage. La vitesse de percolation est principalement contrôlée par la taille moyenne des sédiments et par la porosité de la plage ou le classement granulométrique des sédiments de la plage. L'eau traverse plus facilement une plage de galets qu'une plage de sable fin, et l'intensité du phénomène de retrait est par conséquent grandement réduite, ce qui induit un déplacement de sédiments vers le haut et accentue la pente de la plage.

Les petites vagues ont tendance à augmenter le volume des plages tandis que la houle de tempête tend à le diminuer et à en aplatir le profil. Le facteur principal est la cambrure de la houle incidente, qui contrôle le shoaling, la transformation du profil des vagues (p. ex. asymétrie) et les processus de déferlement de la houle en eau peu profonde (voir la Section 4.2). Lorsqu'une vague fortement cambrée déferle sur une plage, son énergie est dissipée sur une surface relativement étroite et le jet de rive remonte peu sur la plage. Il y a donc moins d'opportunités de percolation et moins de déperdition d'énergie due au déplacement des sédiments vers le haut de la plage. Par conséquent, le retrait est important et de grandes quantités de sédiments peuvent être déplacées vers la mer, créant ainsi une barre littorale. Lorsqu'une vague faiblement cambrée (déferlement gonflant) approche le littoral, il se produit d'importants mouvements d'eau sur la plage au moment où le front de la vague gonfle. Dans ce cas, le jet de rive est important et le déplacement de sédiments vers le haut de la plage pour former une berme est moindre.

### **Profil longitudinal**

Les plages, ainsi que leur forme littorale à grande échelle, peuvent être divisées comme suit :

- les plages rattachées au trait de côte, telles que les plages « de poche » ;
- les plages détachées du trait de côte, telles que les flèches sédimentaires, les cordons littoraux et les tombolos.

La configuration côtière la plus simple est une côte dentelée composée de baies et de caps. Du fait de la réfraction, l'attaque de la houle entraîne une concentration de l'énergie des vagues sur les caps et une réduction de l'énergie des vagues dans les baies, susceptible d'induire une érosion des caps et un phénomène de dépôt dans les baies. Ce processus se poursuit jusqu'à ce que la côte soit constituée d'une série de plages courbes régulières, phase ultime du développement d'une côte exposée à la houle.

Dans le cas des traits de côte qui tournent abruptement vers les terres, telles que les baies ou les embouchures, le découpage de la côte peut présenter une extension de la plage, en forme de doigt, également appelée flèche sédimentaire. En règle générale, ces flèches sont connectées à l'extrémité de la plage par un col étroit et alimentées par du sable issu de l'érosion en amont déplacé par le transit littoral. Les flèches sédimentaires sont habituellement des éléments linéaires qui s'évasent à leur extrémité distale, mais elles peuvent présenter des formes différentes selon les processus physiques tels que le transit littoral ou l'apport en sédiments.

Une île située immédiatement au large d'une côte a un impact significatif sur les conditions de houle atteignant la plage derrière l'île. Il en résulte que les sédiments sont piégés dans la zone protégée située derrière l'île, formant ainsi une avancée dans le plan de la plage, ou permettant parfois la formation d'un isthme de sédiments, appelé tombolo, qui relie l'île à la plage.

#### 4.1.2.5 Dunes littorales

Les dunes littorales se forment là où il existe une source suffisante de sable sec et assez de vent pour le déplacer. Les systèmes dunaires sont généralement bordés à l'avant par des plages de sable qui se développent en étroite relation avec la dune et traversent des périodes de croissance et d'érosion qui contribuent à leur évolution dynamique.

##### Processus de dépôt

Les dunes sont une accumulation de sable soufflé par les vents côtiers vers les terres. Les conditions de base pour la formation de dunes sont :

- un approvisionnement conséquent en sable sur un vaste littoral sec ;
- une zone d'arrière-plage à faible relief ;
- des vents soufflant majoritairement vers la terre capables d'entraîner les sédiments ;
- la présence de végétation afin de fixer la forme des dunes.

La houle dépose du sable sur la partie supérieure de la plage et sur la zone intertidale, ce qui facilite le transport du sable de la plage sur les dunes. À marée basse, le sable sèche et les vents littoraux transportent des volumes importants de sable sur les dunes. Les dunes commencent habituellement à se former sur la crête d'une plage où s'accumule du sable poussé par le vent, autour de petits objets ou de débris sur le rivage. Les dunes embryonnaires, qui correspondent à l'étape initiale de la formation des dunes, sont des collines basses de sable lâche ; leur colonisation par des plantes pionnières accroît la résistance de la couche de surface à l'érosion induite par les vents et réduit également la vitesse des vents à la surface de la dune. Ces dunes embryonnaires peuvent poursuivre leur croissance tant en hauteur qu'en largeur pour former une crête parallèle au littoral ou à l'avant-dune. Les dunes embryonnaires sont extrêmement instables en fonction de l'énergie de la houle et des vents auxquels elles sont exposées. Elles peuvent résister à l'action de la houle lorsqu'elles atteignent une position sur la plage qui correspond à la pleine mer moyenne de vive-eau.

##### Processus d'érosion

L'érosion des dunes est régie par deux processus :

- l'érosion éolienne de surface ou la déflation ;
- l'érosion marine du pied et de la face des dunes orientée vers la mer.

La *déflation* est une érosion verticale induite par le vent qui entraîne un abaissement de la crête de la dune ou des creux sur les côtés des dunes. Si la végétation est sérieusement endommagée, elle ne stabilise plus le sable et l'action du vent enlève rapidement le sable mobile non fixé, ce qui entraîne la formation d'un creux de déflation.

L'érosion marine de la dune peut se produire lorsque la plage au premier plan s'abaisse sous l'action de la houle. La pleine mer est alors en mesure d'atteindre le pied des dunes. La houle a alors un impact direct sur le pied de la dune, en enlevant le sable et en sapant la face de la dune. La face avant de la dune s'effondre sur la plage et le sable s'y écoule. Il en résulte que la face avant de la dune se retire, laissant alors une pente sans végétation, et la plage reçoit un volume de sable supplémentaire. Ainsi, les dunes jouent le rôle de réservoir de sable temporaire, qu'elles accumulent lorsque les conditions météorologiques sont favorables (en général en été) et qu'elles libèrent sur la plage au cours des tempêtes.

#### **4.1.2.6 Falaises et plates-formes littorales**

Les côtes dotées de falaises sont définies comme des côtes élevées et à façade abrupte, composées de matériaux consolidés et non consolidés allant du granite à la moraine argileuse plus molle. Dans les zones pauvres en sédiments, la falaise est habituellement précédée d'une plate-forme littorale. Les plates-formes littorales sont presque horizontales et leur composition est similaire à celle des couches inférieures de la falaise.

##### **Processus d'érosion des falaises**

L'érosion des falaises se manifeste principalement sous la forme d'éboulements. Le recul d'une falaise est défini comme le déplacement de la falaise vers le rivage; elle est déterminée par l'attaque de la houle au pied de la falaise, qui peut entraîner un glissement. L'action de la houle sur les falaises a deux conséquences :

- l'érosion dégressive directe et le sapement de la face de la falaise, liés à l'énergie normale à la côte de la houle ;
- l'enlèvement des débris, lié à l'énergie longitudinale de la houle.

##### **Processus d'érosion de la plate-forme littorale**

L'abaissement d'une plate-forme littorale est un processus en trois phases qui implique le détachement de matériau, le transport de ce matériau loin du littoral et son dépôt ailleurs. Le processus global dépend de l'agressivité de l'environnement et de l'érodabilité des matériaux constitutifs de la plate-forme. Les processus d'altération sous l'effet des agents climatiques et les processus marins contribuent à l'érosion des plates-formes littorales. Les processus d'altération peuvent directement briser des matériaux cohésifs ou affaiblir des matériaux qui sont alors plus facilement érodables par les actions marines.

### **4.1.3 Bathymétrie et morphologie des rivières et des estuaires**

#### **4.1.3.1 Généralités**

La construction d'un barrage de fermeture ou d'ouvrages de régulation et d'aménagement fluvial requiert des données morphologiques couvrant une vaste zone en amont et en aval de l'aménagement en question. D'autres données hydrauliques telles que les hauteurs d'eau, les vitesses d'écoulement, le transport des sédiments etc. doivent être collectées.

Parmi les effets saisonniers classiques, on peut citer les surcotes (en particulier dans les estuaires), les ondes de crue et les périodes d'étiage. Ils sont raisonnablement prévisibles lorsqu'ils sont attribués à des phénomènes caractéristiques locaux de précipitations tels que les moussons. Les variations correspondantes du débit fluvial et du transport sédimentaire peuvent entraîner des variations des niveaux des fonds des chenaux ou des bancs de sédiments. Les variations saisonnières peuvent également être particulièrement importantes pour la planification de la construction. L'Encadré 4.1 présente quelques recommandations en matière de collecte de données morphologiques.



**Encadré 4.1** *Recommandations pour la collecte de données morphologiques en rivière et en estuaire*

- Géométrie du fond dans tout l'estuaire : un profil tous les 1 à 5 km pour une analyse générale et un profil tous les 10 à 1 000 m pour une analyse détaillée.
- Géométrie du lit dans le cas d'une rivière : un profil tous les 5 à 10 km le long de la rivière dans son intégralité pour une analyse générale et un profil tous les 10 à 1 000 m pour une analyse détaillée qui doit être adaptée à la longueur de la rivière.
- Les mesures doivent être effectuées à différents moments de l'année afin d'identifier les variations bathymétriques significatives pour différentes conditions.
- Le transport sédimentaire dans les rivières doit être mesuré à un ou plusieurs emplacements dans des situations de débits faibles et forts, ce qui permet d'établir une relation entre le débit de la rivière et le transport sédimentaire. Ceci peut servir à choisir le modèle approprié pour prévoir le transport sédimentaire.
- Les sédiments transportés doivent être échantillonnés afin d'en déterminer les caractéristiques.
- Le transport des sédiments dans un estuaire est difficile à mesurer. À cause de la marée, de la houle et des différences de densité de l'eau, le transport change assez rapidement. Les campagnes de mesure doivent donc être très longues.
- Le long d'une rivière, il convient d'échantillonner le matériau du lit tous les 5 à 10 km. Le lit doit être échantillonné en trois endroits au moins sur chaque section transversale.
- Dans un estuaire, le matériau du fond doit être échantillonné selon une grille de 1 km par 1 km à 5 km par 5 km, à adapter selon la largeur de l'estuaire.

**4.1.3.2** *Types d'estuaires*

Un estuaire est un système complexe de chenaux, de seuils et de bancs. Le courant de marée se concentre dans les chenaux, tandis que les seuils et les bancs servent essentiellement au stockage de l'eau. Les chenaux suivent plus ou moins la direction longitudinale de l'estuaire, la superficie de leur section transversale diminue en s'éloignant de la mer, à cause de la réduction du débit de marée. Si un estuaire est alimenté par plus d'un chenal, il peut exister des chenaux de connexion secondaires, en particulier en cas de différence de phase entre les différents chenaux. Les sédiments peuvent avoir des origines différentes, marines ou fluviales. Le mouvement des marées est également à l'origine d'un modèle complexe de transport sédimentaire. Il entraîne une érosion locale ou des zones de sédimentation, créant des mouvements perpétuels des chenaux et des seuils que l'on observe dans presque tous les estuaires à fond mobile.

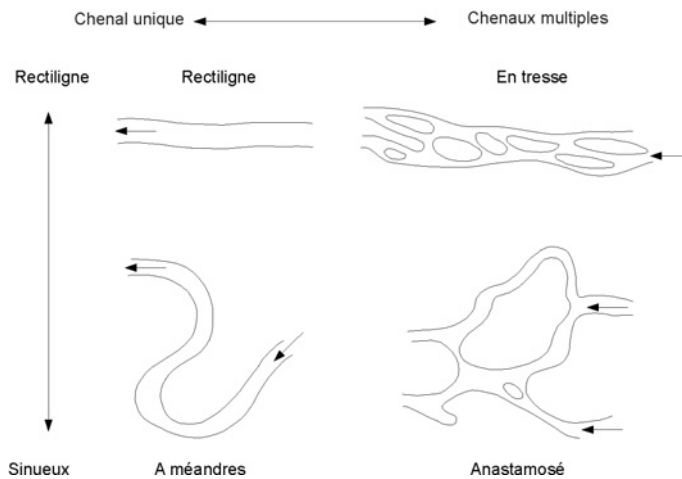
La Section 4.2.3 traite du calcul des caractéristiques de la réponse hydraulique des estuaires. On distingue trois types d'estuaires :

- les estuaires courts par rapport à la marée ;
- les estuaires longs par rapport à la marée ;
- les fleuves à marées.

L'écoulement se concentre principalement dans les chenaux. De ce fait, la construction de barrages sur les seuils et les bancs n'affecte presque pas le mouvement de la marée. Les éléments descriptifs utilisés pour la géométrie de la rivière peuvent également servir aux estuaires (voir la Section 4.1.3.3)

**4.1.3.3** *Types de rivières***Généralités**

Les lits mobiles peuvent changer rapidement et de manière significative, parfois même sous l'effet d'une seule crue. Leur géométrie tend à s'adapter aux conditions hydrauliques, qui se modifient en retour. On distingue quatre types de rivières distincts (voir la Figure 4.3) : rivières rectilignes, à méandres, en tresse et anastomosées. La classification des types de rivières repose sur la forme des chenaux (Leopold et Wolman, 1957).

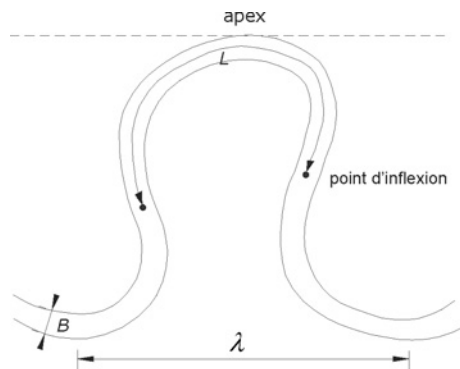


**Figure 4.3** Classification des types de rivières selon les critères de sinuosité et de multiplicité des chenaux (Rust, 1978)

Les rivières à méandres (voir la Figure 4.4) et les rivières en tresse (voir la Figure 4.3) peuvent être observées dans les biefs intermédiaires et inférieurs de la rivière. Le régime des sédiments y est dominé par le tassement et les plaines d'inondation sont fréquentes. Dans les biefs plus élevés, il se produit un phénomène d'érosion et la rivière s'écoule sur des pentes plus fortes dans un lit relativement étroit. Le lit, ainsi que les berges, est généralement constitué de rocher.

On utilise généralement les paramètres suivants pour caractériser la forme d'une rivière :

- $\lambda$  = longueur d'onde (m) ;
- $L$  = longueur du thalweg (voir la Section 4.3.2.4 pour la définition du thalweg) entre deux inflexions de même sens (m) ;
- $B$  = largeur du chenal (m) ;
- $I_s$  = indice de sinuosité défini comme étant  $L/\lambda$  (-).



**Figure 4.4** Éléments morphométriques de base d'un méandre (Bravard et Petit, 2000)

Deux paramètres essentiels d'une rivière, que l'on appelle *paramètres externes* ou *paramètres indépendants*, sont le débit  $Q$  ( $m^3/s$ ) et la charge de fond. Les autres variables de contrôle d'une rivière sont :

- la pente du lit, qui détermine l'énergie de la rivière ;
- la granulométrie du lit et des berges de même que la végétation présente sur les berges, qui influencent le déplacement latéral des chenaux.

Pour le bassin-versant, ces paramètres sont spécifiquement régis par le climat (pluie et température), la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol et la végétation. L'utilisation des terres pour les activités humaines est un facteur qui peut avoir un impact sur la morphologie de la rivière.



Les *paramètres dépendants*, également appelés *degrés de liberté* s'ajustent aux variations des paramètres indépendants décrits ci-dessus. Ils sont présentés aux Figures 4.4 et 4.54 et sont les suivants:

- largeur du chenal,  $B$  (m);
- hauteur d'eau moyenne du chenal principal,  $h$  (m);
- pente du lit,  $i_b$  (m/m);
- longueur d'onde des méandres d'une rivière,  $\lambda$  (m);
- indice de sinuosité,  $I_s$  (-);
- vitesse de l'écoulement,  $U$  (m/s);
- hauteur d'eau maximale,  $\hat{h}$  (m).

Toute variation de la charge de fond ou du débit affecte le profil longitudinal, le profil transversal et l'alignement de la rivière. Il en résulte qu'au cours de la conception d'un aménagement en rivière, le continuum fluvial de la rivière et ses ratios d'équilibre (voir la Section 4.1.3.4) doivent être maintenus.

#### Détermination du type de chenal

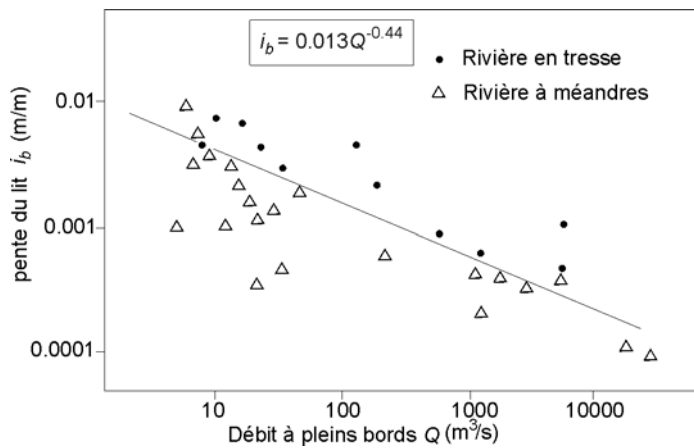
Il est tout d'abord possible de définir le type de rivière à l'aide de cartes topographiques (échelle 1/25 000) et de photographies aériennes. La comparaison des cartes à différentes périodes permet d'étudier l'évolution dans le temps. La sinuosité, le nombre de chenaux et la position des berges doivent être étudiés sur la totalité du profil longitudinal d'une rivière, afin d'identifier les changements de type de rivière et de les corrélérer aux pentes ou aux brusques variations éventuelles du niveau du lit.

Brice (1964) puis Morisawa (1985) proposent d'utiliser la morphologie, la sinuosité, le type de transport sédimentaire et le rapport largeur/profondeur pour caractériser les différents types de rivières. Le rapport largeur/profondeur dépend du matériau de fond, il en va de même pour les plaines d'inondation. Le Tableau 4.1 résume quelques caractéristiques de trois types de rivières.

**Tableau 4.1** Classification des formes de chenaux (Morisawa, 1985)

Type de rivière	Aspects caractéristiques			
	Morphologie	Sinuosité, $I_s$	Type de charge sédimentaire	Largeur/profondeur $B/h$
Rectiligne	Chenal unique avec des réservoirs et des zones de courant, thalweg à méandres	< 1.05	Charge en suspension mixte ou charge de fond	< 40
À méandres	Chenal unique	> 1.5	Charge en suspension mixte	< 4
En tresse	Deux chenaux ou plus avec bancs et îles	< 1.3	Charge de fond	> 40
Anastomosée	Deux chenaux ou plus avec bancs et îles	> 1.5	-	-

De nombreuses formules ont été suggérées pour distinguer les rivières à méandres des rivières en tresse. Leopold et Wolman (1957) (voir la Figure 4.5), Ackers et Charlton (1970), Ackers (1982) ont proposé des relations entre la pente longitudinale du fond,  $i_b$ , et le débit,  $Q$ , qui correspond soit au débit à pleins bords soit au débit morphogène. Le débit à pleins bords est le débit qui correspond à la valeur de  $h$  la plus élevée avant que l'écoulement ne déborde sur la plaine d'inondation et le débit morphogène est celui qui structure les faciès du lit mineur.



**Figure 4.5** Distinction entre des rivières en tresse et à méandres (Leopold et Wolman, 1957)

Dans un autre cas de figure, Richards (1982) fait la distinction entre les rivières à méandres et les rivières en tresse en se basant sur la puissance  $\Omega$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) défini par  $\Omega = Q i_b$ , avec  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) = débit à pleins bords et  $i_b$  ( $\text{m}/\text{m}$ ) = pente du chenal. La valeur-seuil  $\Omega_{lim}$  est obtenue grâce à l'Équation 4.1. Une rivière en tresse a une puissance supérieure à  $\Omega_{lim}$ . Au contraire, une rivière à méandres a une puissance inférieure à  $\Omega_{lim}$ .

$$\Omega_{lim} = 0.011 D_{50}^{0.77} \quad (4.1)$$

où  $D_{50}$  = diamètre médian de tamis du matériau du fond (m).

La puissance spécifique  $\omega$  ( $\text{W}/\text{m}^2$ ) est définie par  $\omega = \rho_w g \Omega/B$  (Van den Berg, 1995). Elle peut servir à distinguer les rivières rectilignes des rivières en tresse. Le seuil  $\omega_0$  est donné par l'Équation 4.2. Les rivières à chenal unique ont une puissance spécifique supérieure à  $\omega_0$  tandis que les rivières en tresse ont une puissance spécifique inférieure à  $\omega_0$ .

$$\omega_0 = 900 D_{50}^{0.42} \quad (4.2)$$

où  $D_{50}$  = diamètre médian de tamis du matériau du fond (m).

Selon Brookes (1988), pour des valeurs du seuil  $\omega_0$  supérieures à  $35 \text{ W}/\text{m}^2$ , les rivières ont tendance à réajuster leurs paramètres externes (débit et charge de fond), suite à des modifications anthropiques ou naturelles.

Toutefois, toutes ces méthodes reposent sur des données empiriques. Il est possible de trouver des informations supplémentaires dans les ouvrages traitant d'hydraulique fluviale, comme les caractéristiques particulières des différents types de rivières, telles que la longueur des méandres, la sinuosité etc. (p. ex. Jansen, 1979; Bravard et Petit, 2000).

#### 4.1.3.4 Théorie du régime appliquée aux rivières

La théorie du régime est issue de la nécessité d'avoir des recommandations de dimensionnement pour construire des canaux d'irrigation stables dans le sous-continent indien. Les relations ainsi calculées ont ensuite été utilisées pour d'autres rivières. Toutefois, les équations empiriques sont fortement liées aux conditions locales et ne sont pas généralisables sans précautions. Les différentes relations permettent une prédiction de la largeur, de la hauteur d'eau, de la vitesse d'écoulement, du rayon hydraulique, du périmètre hydraulique et de la pente du lit. Les équations de régime ont été déterminées pour de nombreuses régions du monde, entre autres par Lacey (1930), Simons et Albertson (1960) et Henderson (1966).

La théorie du régime est la procédure la plus classique pour le dimensionnement de chenaux stables en présence de transport sédimentaire. Leur base physique et leur évolution historique ont été décrites en détail dans plusieurs publications traitant de l'hydraulique fluviale (p. ex. Chang,

1988; Yalin, 1992). De nombreux auteurs ont étudié ce sujet et ont proposé des équations, voir par exemple : Lacey (1930), Mahmood et Shen (1971), Simons et Albertson (1960), Chitale (1966) et Mahmood (1974).

Les équations de régime reposent sur les *théories du régime* et, à cet égard, la définition suivante d'un régime fluvial s'applique. Le *régime fluvial* est l'ensemble des débits fluviaux, des hauteurs d'eau correspondantes, de leurs valeurs moyennées respectives (sur l'année ou de manière saisonnière) et des fluctuations caractéristiques autour de ces valeurs. Les théories des régimes peuvent être appliquées même si l'on ne dispose que de peu d'informations sur une rivière. Il est recommandé d'étalonner les équations de régime sélectionnées à l'aide de données locales fiables. La plupart des équations de régime relient les paramètres de la section transversale et longitudinale au débit.

De nombreuses formules empiriques donnent la largeur de la rivière,  $B$ , en fonction de différents écoulements morphologiques, qui peuvent être définis comme des écoulements permanents équivalents qu'engendrerait la morphologie réelle de la rivière. Ces écoulements ont une période de retour inférieure ou égale à 2 ans et sont appelés *régimes d'écoulement morphogène*. Néanmoins, quel que soit l'écoulement pris en compte, la longueur d'onde des méandres d'une rivière,  $\lambda$  (voir également la Figure 4.4) varie de manière schématique en fonction de la racine carrée du débit (Dury, 1955, 1976; Carlston, 1965; Ackers et Charlton, 1970; Schumm, 1963, 1968, 1977). Le débit de pleins bords s'avère être la meilleure approche pour caractériser la géométrie et l'évolution des rivières à méandres.

Les équations de régime de Lacey (voir les Équations 4.3 à 4.8) sont appliquées le plus largement dans le cas des chenaux de rivières alluviales et des canaux d'origine humaine à faible transport sédimentaire, c'est-à-dire pour des concentrations de sédiments allant de 100 à 2000 mg/l et une granulométrie du matériau du lit comprise entre 0.1 et 0.5 mm.

$$P = 4.87 Q^{1/2} \quad (4.3)$$

$$A_c = 2.38 Q^{5/6} / f^{1/3} \quad (4.4)$$

$$R = 0.47 Q^{1/3} / f^{1/3} \quad (4.5)$$

$$U = 0.64 R^{1/2} f^{1/2} \quad (4.6)$$

$$i_b = 0.00030 f^{5/3} / Q^{1/6} \quad (4.7)$$

$$f = 1.59 D_{50}^{1/2} \quad (4.8)$$

où

- $P$  = périmètre mouillé (m);
- $A_c$  = surface de la section transversale (m<sup>2</sup>);
- $R$  = rayon hydraulique (m);
- $U$  = vitesse moyenne de l'écoulement (m/s);
- $i_b$  = pente moyenne du lit (-);
- $Q$  = débit (m<sup>3</sup>/s);
- $f$  = coefficient de Lacey (-);
- $D_{50}$  = diamètre (taille de tamis) médian du matériau de fond (mm).

Le Tableau 4.2 suggère des valeurs pour le coefficient de Lacey,  $f$  (-).

Tableau 4.2 Coefficient de Lacey, *f*

Type de sédiment	Limon	Sable	Galets	Pierres
Coefficient de Lacey, <i>f</i>	0.3 à 1.0	1.3 à 1.5	2.0 à 4.5	6.0 à 40

Les équations de Lacey ne font pas la distinction entre le matériau du fond et celui des berges. Simons et Albertson (1960) ont étendu les équations afin d'y inclure l'effet des propriétés de sol des berges. Les équations de régime ont également été mises au point pour les rivières dont les fonds sont constitués de galets. Hey et Heritage (1988) en donnent un résumé. Henderson (1966) approfondit ces équations et propose d'autres théories du régime.

## 4.2 CONDITIONS AUX LIMITES HYDRAULIQUES ET COLLECTE DES DONNÉES – EAUX MARITIMES ET CÔTIÈRES

Les principales relations entre les conditions aux limites hydrauliques pertinentes sont présentées dans le logigramme de la Figure 4.6. Le logigramme indique également les paramètres de dimensionnement qu'il convient de déterminer.

Les conditions aux limites maritimes sont induites soit par des forçages météorologiques (telles que le vent, la houle, les surcotes), soit par des forçages astronomiques (marées) ou soit par des phénomènes sismiques (tsunami). Par conséquent, les mécanismes qui en sont à l'origine sont différents, ceci doit être pris en considération lorsque l'on examine une combinaison de conditions.

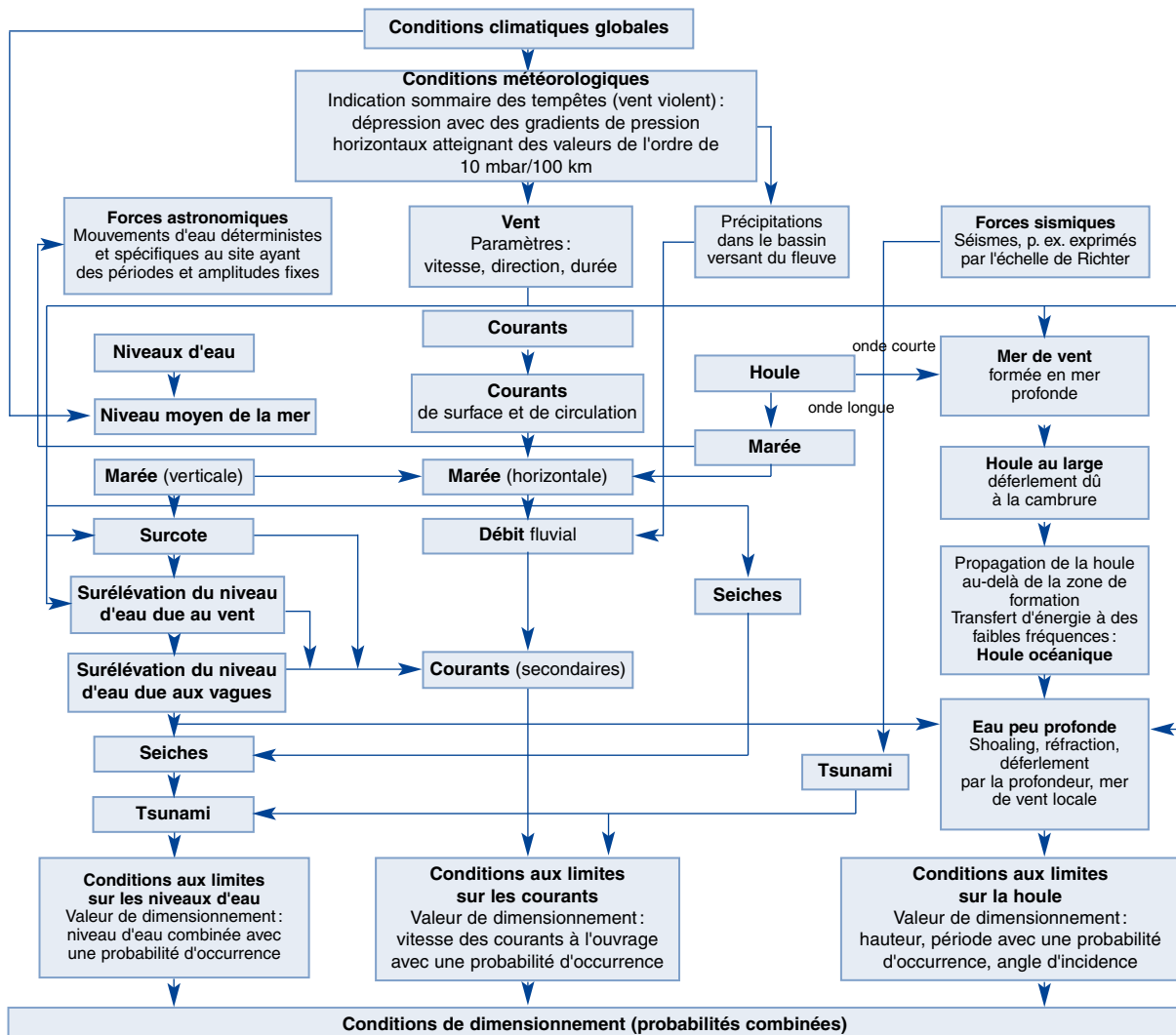


Figure 4.6 Conditions aux limites hydrauliques dans le cas des eaux maritimes et côtières

L'action de dimensionnement d'un ouvrage est souvent déterminée par la combinaison de deux paramètres au moins. Dans ce cas, il faut non seulement connaître les valeurs de dimensionnement prises séparément mais également les valeurs de dimensionnement combinées associées aux probabilités de dépassement sélectionnées. La façon la plus élégante – mais souvent peu pratique – consiste à utiliser l'analyse probabiliste combinée pour calculer la probabilité que l'une des combinaisons excède un niveau de dimensionnement cible.

Parmi les exemples d'actions combinées, on peut citer :

- la hauteur d'eau et les conditions de houle, qui déterminent le niveau de crête requis d'une digue maritime ;
- la vitesse des courants et les vitesses orbitales, qui déterminent la masse de l'enrochement d'une protection anti-affouillement.

Les probabilités combinées sont développées plus loin à la Section 4.2.5.

## 4.2.1 Régime des vents et conditions de pression

### 4.2.1.1 Utilisation des données de vent

Le vent est la cause sous-jacente à la majorité des sources de risque de submersion marine, mais les données relatives au vent sont rarement utilisées directement dans le dimensionnement des ouvrages côtiers. Le vent présente un intérêt direct lors de la détermination des limites de fonctionnement de sécurité des ouvrages maritimes et de l'accès des zones exposées à un franchissement important, mais il sert plus généralement dans les modèles de prédiction de la houle (voir la Section 4.2.4.6), de la surélévation due au vent et de la surcote statique (voir les Sections 4.2.2.3 et 4.2.2.4).

Lorsque l'on ne dispose pas de données relatives à la houle, ou que, pour une raison quelconque, elles ne conviennent pas à l'objectif recherché, le recours aux enregistrements des données de vent peut être le seul moyen de faire une estimation du climat de houle. Autour de la plupart des côtes européennes, les instituts météorologiques proposent depuis les années 1970 des enregistrements séquentiels des vents au format numérique. Il est à noter que les enregistrements terrestres peuvent facilement présenter une diminution de la vitesse des vents de 10 à 20 % du fait de la rugosité accrue des surfaces, par rapport aux valeurs mesurées en mer. Il en résulte que les vitesses des vents mesurées au sol devront peut-être être corrigées (c.-à-d. augmentées) avant leur utilisation dans les modèles de houle ou de surcote.

D'autres traitements seront peut-être nécessaires avant l'utilisation des données de vent dans les modèles numériques, parmi lesquels :

- la standardisation de la vitesse du vent à 10 m au-dessus de la surface de l'eau ;
- l'utilisation du système métrique international (vitesses exprimées en m/s) ;
- la sélection de données de vent, par exemple une durée de 10 minutes au minimum (les vitesses maximales ne doivent pas être utilisées) ;
- une prise en compte convenable de la stratification stable ou instable de l'atmosphère à l'interface avec l'océan, autrement dit : il convient de corriger les données obtenues dans des conditions instables s'il faut employer des formules ou modèles basés sur des conditions d'interface air-mer neutres.

Les vitesses des vents en mer peuvent être obtenues à partir d'observations effectuées depuis des bateaux ou d'archives de modèles climatiques. Dans les deux cas, les enregistrements individuels peuvent être insuffisamment fiables mais le volume important de données en fait une bonne source de données sur le régime des vents d'un site particulier.

Les données relatives au régime des vents peuvent être simplement décrites sous la forme d'une rose des vents (voir la Figure 4.7), ou résumées dans un tableau d'occurrence des vitesses des vents par rapport aux directions (voir la Figure 4.8). En général, les vitesses des vents sont réparties selon l'échelle de Beaufort et en classes de direction de 30°.

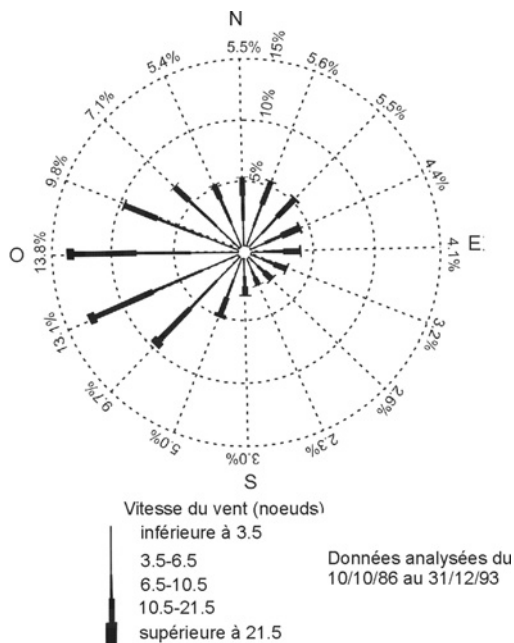


Figure 4.7 Rose des vents

Vitesse moyenne		Pourcentage pendant lequel le vent souffle de la direction												Toutes directions
Nœuds	m/s	350°-010°	020°-040°	050°-070°	080°-100°	110°-130°	140°-160°	170°-190°	200°-220°	230°-250°	260°-280°	290°-310°	320°-340°	
<b>Décembre</b>														
Calme														2.5
1-3	0.52-1.55													9.7
4-6	2.06-3.09	0.4	0.7	1.2	2.6	3.2	1.4	1.6	1.3	0.5	0.4	0.7	0.9	14.9
7-10	3.61-5.15	0.2	0.9	1.2	1.6	2.5	2.6	3.1	2.5	2.1	1.1	1.8	0.9	20.5
11-16	5.67-8.24	0.1	0.8	1.6	1.5	2.5	2.1	4.3	4.0	5.4	3.7	2.4	0.6	29.0
17-21	8.76-10.82	0.1	0.2	0.3	0.6	1.3	0.5	1.1	1.9	2.6	2.5	0.9	0.2	12.2
22-27	11.33-13.91	0+	0+	0.2	0.4	0.7	0.2	0.2	1.1	2.0	1.9	0.5	0.2	7.4
28-33	14.42-17.00				0.1	0.1			0.1	0.3	0.6	0.1	0+	1.3
34-40	17.51-20.60								0+	0+	0.1	0.1	0+	0.2
41-47	21.12-24.21										0+			0+
48-55	24.72-28.33													
56-63	28.84-32.45													
> 63	> 32.45													
Total		0.8	2.6	4.5	6.8	10.3	6.8	10.3	10.9	12.9	10.3	6.5	2.8	97.7
Pourcentage non mesuré														2.3
<b>Année</b>														
Calme														6.1
1-3	0.52-1.55													17.2
4-6	2.06-3.09	0.6	1.2	1.7	2.0	2.3	1.6	1.5	1.4	1.9	2.0	1.7	1.3	19.2
7-10	3.61-5.15	0.4	1.3	2.1	1.8	1.9	1.9	2.5	2.5	3.6	2.9	2.8	1.4	25.1
11-16	5.67-8.24	0.2	0.7	1.7	1.3	1.2	1.4	2.6	2.6	3.7	2.9	2.5	0.8	21.6
17-21	8.76-10.82	0+	0.1	0.4	0.4	0.4	0.3	0.7	0.8	1.1	1.1	0.6	0.1	6.0
22-27	11.33-13.91	0+	0+	0.1	0.2	0.1	0.1	0.1	0.3	0.6	0.5	0.2	0.1	2.3
28-33	14.42-17.00				0+	0+	0+	0+	0+	0.1	0.1	0+	0+	0.2
34-40	17.51-20.60						0+	0+	0+	0+	0+	0+	0+	0+
41-47	21.12-24.21									0+	0+			0+
48-55	24.72-28.33													
56-63	28.84-32.45													
> 63	> 32.45													
Total		1.2	3.3	6.0	5.7	5.9	5.3	7.4	7.6	11.0	9.5	7.8	3.7	97.7
Pourcentage non mesuré														2.3

Figure 4.8 Exemple de tableau d'occurrence de la vitesse/direction du vent

Les paramètres nécessaires pour la simple conversion de conditions de vent stationnaires en conditions de houle équivalentes sont la vitesse, la direction et la durée du vent ainsi que la stabilité de l'interface air-mer. Dans la pratique, la vitesse et la direction du vent varient sans-cesse et il faut calculer les valeurs moyennées. Lorsque les données sont résumées dans un tableau d'occurrence ou sous forme de rose, on perd les informations directes sur la durée ou la persistance des vents qui pouvaient figurer dans les enregistrements d'origine.

Les données de vent subissent trois grands types de traitement avant d'être utilisées dans les modèles de prévisions de la houle :

1. **Ajustement à une distribution standard des vitesses des vents**: une fonction de probabilité standard, par exemple la distribution de Weibull, peut être ajustée aux vitesses horaires des vents dans une classe de direction ou en général. Il est souvent préférable de ne retenir, pour cette analyse, que les valeurs qui dépassent un seuil prédéfini pour la vitesse du vent et d'utiliser la méthode du renouvellement présentée à la Section 4.2.4.9. La distribution ajustée peut alors être extrapolée pour obtenir des valeurs horaires extrêmes. Les valeurs horaires peuvent ensuite être converties en vitesses équivalentes sur des durées différentes, selon la nécessité, à l'aide des facteurs de conversion de vitesse fournis au Tableau 4.3. Cette méthode convient aux régimes des vents de dimensionnement mais ne peut pas servir pour prévoir le régime des vents général.
2. **Tableau d'occurrence de la vitesse et de la direction des vents**: les données de vent qui figurent dans le tableau d'occurrence ou dans la rose des vents peuvent être décomposées en classes de vitesses et de direction (voir la Figure 4.8), données en pourcentages. Pour être sécuritaire, il faut affecter une durée suffisamment longue à chaque catégorie de données, ce qui fait que les prévisions de houle sont **limitées par le fetch**. Cette approche est raisonnable pour estimer le climat directionnel de la houle mais en négligeant la durée des vents, il y a un risque que les prévisions des hauteurs de houle soient surestimées.
3. **Séries chronologiques de vitesse et de direction des vents**: des vitesses et des directions séquentielles des vents, par exemple toutes les heures, toutes les 3 ou 6 heures peuvent être utilisées dans les modèles de **prévision** ou de **reconstitution** de la houle. Si l'on dispose de données de vent et d'un modèle convenable de prévision de la houle, cette approche est la méthode la plus précise pour convertir des données de vent en données de houle. La plupart des modèles de reconstitution rendent compte de la variabilité réelle des enregistrements des vents heure par heure, ainsi que des valeurs moyennées sur le temps. Dans le cadre du dimensionnement de barrages-réservoirs en enrochement, on utilise des modèles numériques pour la prévision, ce qui est souvent l'unique moyen pour calculer les conditions de dimensionnement dans ce cas de figure.

**Tableau 4.3** Facteurs de conversion de la vitesse du vent en fonction de la durée des vitesses

Base de temps (heures)	1/4	1/2	1	3	6	12	24
Facteur (-)	1.05	1.03	1.00	0.96	0.93	0.87	0.80

#### 4.2.1.2 Utilisation des données de pression atmosphérique

Bien que la pression atmosphérique puisse être une variable source clé pour la modélisation météorologique, les données relatives à la pression sont rarement utilisées en ingénierie côtière. Leur seule utilisation est probablement en tant que données partielles soit pour modéliser les impacts des cyclones sur les côtes soit pour estimer les surcotes en l'absence de données plus directes concernant le niveau de la mer (voir la Section 4.2.2.3).

Dans des conditions normales, la pression atmosphérique moyenne au niveau de la mer est d'environ 1013 hPa (1 hPa = 0.1 kPa = 1 millibar). La pression au centre d'une tempête, d'un typhon ou d'un cyclone est l'un des principaux indicateurs de sa puissance et de son potentiel à causer des dommages. Les côtes européennes sont que très rarement touchées par des cyclones ou des typhons, bien que de violentes tempêtes puissent se produire, caractérisées par des pressions basses au centre. Dans les zones de tempêtes de latitudes plus élevées (au-dessus de 40°), la pression



au centre peut atteindre des valeurs de 970 ou 950 hPa, tandis que les pressions des tempêtes tropicales (cyclones) peuvent descendre jusqu'à 900 hPa. Lorsque l'on effectue la modélisation hydrodynamique des effets des cyclones ou des tempêtes sur la surface de la mer, il faut estimer un champ de pression de propagation qui représente les conditions à l'intérieur et autour de la tempête en mouvement (Holland, 1980).

La pression et le vent sont les forces motrices de l'évolution des surcotes. L'une des composantes des surcotes provient de l'effet du baromètre inversé : une pression atmosphérique plus basse que la moyenne entraîne une élévation de la surface de la mer. Dans des conditions de haute mer ou en eau profonde exposée, les statistiques relatives à la pression peuvent fournir une estimation raisonnable de la répartition et de l'ampleur probables de la surcote. Toutefois, dans des sites côtiers, la pression seule conduit à une sous-estimation de la hauteur de la surcote, car l'action du vent sur le plateau continental entraîne une amplification significative de la surcote par rapport à l'eau profonde (voir la Section 4.2.2.3).

#### 4.2.2 Niveaux d'eau en milieu marin

Le niveau de l'eau est important pour plusieurs raisons :

- la plupart des cas de submersions marines et / ou de dommages structurels se produisent lorsque le niveau d'eau est élevé ;
- le franchissement et la transmission de la houle dépendent du niveau de la mer au repos ;
- la force qui s'applique sur un ouvrage de haut de plage partiellement protégé de la houle par un estran peu profond dépend du niveau d'eau au repos ;
- un ouvrage peut être exposé (et éventuellement vulnérable) à différents risques selon le niveau de l'eau, qui dépend à son tour du niveau d'eau au repos ;
- la hauteur de la houle peut être limitée par le déferlement avant de parvenir à l'ouvrage ;
- la construction et la maintenance sont traditionnellement affectées par le régime général du niveau d'eau.

Il convient de prendre en considération différentes composantes du niveau d'eau. Outre les marées astronomiques et les très rares effets sismiques (tsunami), plusieurs éléments météorologiques du niveau d'eau doivent être examinés, on les qualifie de **résiduels**. Les résiduels sont composés des surcotes statiques, de la surélévation due au vent et à la houle et des seiches.

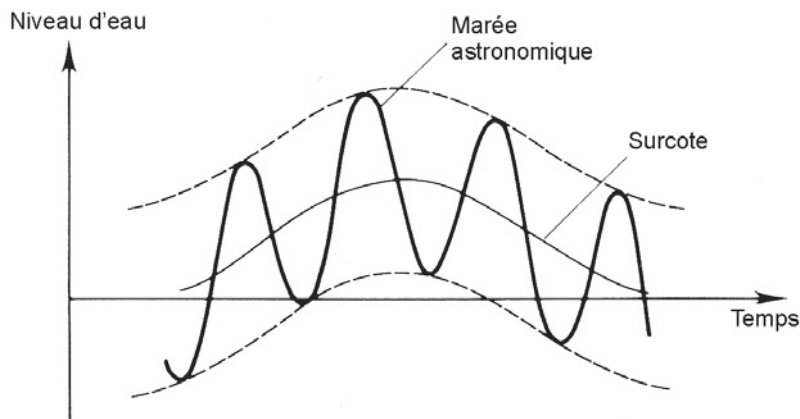
Le long des côtes atlantiques européennes, en Manche et en Mer du Nord, le principal phénomène qui détermine le niveau d'eau est la marée astronomique, qui peut être prévue avec exactitude et longtemps à l'avance. Au contraire, les effets météorologiques, c'est-à-dire les résiduels, ne sont pas prévisibles plus de quelques jours – au mieux – à l'avance et même dans ce cas, les prévisions sont incertaines. Les effets sismiques (tsunami) sont pratiquement imprévisibles ou peuvent au mieux être prévus quelques heures avant leur arrivée dans des zones qui sont très éloignées de l'épicentre du séisme.

Certaines composantes du niveau de l'eau sont partiellement corrélées, ce qui signifie qu'une valeur plus ou moins élevée de l'une des composantes tend à apparaître au même moment qu'une valeur plus ou moins élevée d'une autre composante. Les corrélations se produisent souvent entre composantes d'origine météorologique, telles qu'une surcote statique, une surélévation due au vent voire des seiches. Le niveau des marées peut affecter ces composantes, en particulier en eau peu profonde. Par exemple, les surcotes se propagent différemment selon les hauteurs d'eau et selon les conditions de courant.

Habituellement, les deux principales composantes du niveau d'eau à tout moment sont la marée astronomique et la surcote. La première est cyclique, avec une période qui dépend de l'importance relative des forces astronomiques à un endroit donné (voir la Section 4.2.2.2). Par exemple,



le long des côtes atlantiques de l'Europe, la période dominante des marées est de 12.42 h (soit 12 h et 26 minutes), en moyenne. Les surcotes se produisent de manière aléatoire, habituellement sous forme d'événements individuels qui durent entre une demi-journée et un jour, avec un maximum qui se situe à peu près à la moitié de la durée. La Figure 4.9 illustre la variation dans le temps du niveau d'eau du fait de la marée astronomique et des surcotes.



**Figure 4.9** Variation du niveau d'eau due à une surcote et à une marée astronomique

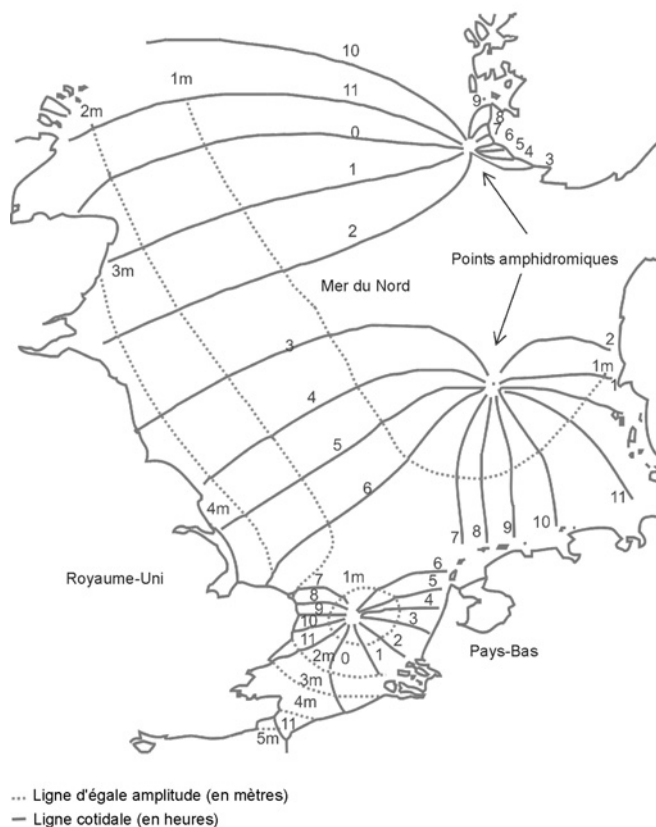
#### 4.2.2.1 Niveau moyen de la mer

Dans le cas des eaux côtières ouvertes, le **niveau moyen de l'eau** peut dans la plupart des cas être considéré comme une constante propre au site et liée au **niveau moyen de la mer (NMM)** dans les océans. Dans certaines zones, par exemple en Méditerranée, le niveau moyen de la mer varie légèrement selon la saison, de manière plus ou moins prévisible. Des variations saisonnières du niveau de la mer comprises entre 5 et 15 cm ont été observées, atteignant 30 cm à certains endroits.

La plupart des pays ont un niveau de référence terrestre national, qui est souvent approximativement égal au niveau moyen de la mer, par exemple, le Ordnance Datum au Royaume-Uni, l'IGN69 en France ou le NAP aux Pays-Bas. Par contre, le zéro des cartes marines tel que l'utilise l'Amirauté britannique au Royaume-Uni et le Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM) en France, représente le **niveau de plus basse mer astronomique**, qui varie considérablement d'un endroit à l'autre.

#### 4.2.2.2 Marée

Les principales forces motrices des mouvements de marée sont astronomiques, ce qui permet de prévoir avec précision le niveau des marées et les courants associés. Dans la mesure où les marées sont des ondes longues, les phénomènes de résonance et les effets de shoaling (levée, gonflement) engendrés par la géographie et la bathymétrie peuvent causer une amplification considérable des niveaux des marées dans les mers peu profondes et dans les estuaires. La force de Coriolis joue un rôle important dans les grandes variations d'amplitude des marées le long des côtes européennes. Localement (voir la Figure 4.10), aux **points amphidromiques**, le marnage s'annule. L'onde de marée se propage autour des points amphidromiques dans le sens des aiguilles d'une montre dans l'hémisphère nord.



**Figure 4.10** Propagation de la houle de marée dans la Mer du Nord

Le **marnage**, à peu près égal à deux fois l'**amplitude de la marée**, est généralement inférieur à 1 m en haute mer mais augmente légèrement en direction des continents; il peut même augmenter de manière considérable sur le plateau continental. On trouve de grandes amplifications, par exemple, dans les baies le long des côtes anglaises et galloises (marnage de vive-eau pouvant atteindre 12 m), dans la Baie de Fundy, au Canada (marnage de vive-eau pouvant atteindre 13 m) et dans la région de St Malo, en Normandie (marnage de vive-eau pouvant atteindre 14 m), tandis qu'il est plutôt habituel d'observer un marnage de vive-eau de 3 à 4 m dans la partie sud de la Mer du Nord.

Les marées sont avant tout engendrées par les forces fondamentales de gravitation de la lune et du soleil, qui sont proportionnelles à leurs masses et à l'inverse du carré de la distance qui les sépare de la terre. Bien que la lune soit bien plus petite que le soleil, son influence sur les marées est bien plus forte parce qu'elle est beaucoup plus proche de la terre. En particulier, le calendrier des marées est lié à la position relative de la lune plutôt qu'à la période de la journée et il avance d'environ 50 minutes par jour. Toutefois les actions du soleil et de la lune peuvent s'ajouter ou se contrarier selon leurs positions relatives. À l'approche de la pleine lune et de la nouvelle lune, le soleil et la lune agissent dans le même sens pour donner des marées plus importantes: les marées de vive-eau. Les marées moins importantes, les marées de morte-eau, se produisent autour des premier et troisième quartiers de lune, lorsque le soleil et la lune sont en quadrature. Le cycle des marées dure environ deux semaines.

Les orbites de la lune autour de la terre et de la terre autour du soleil ne sont pas circulaires. De ce fait, les marées varient également sur une base saisonnière, les marées les plus fortes se produisant à l'occasion des équinoxes de printemps et d'automne, lorsque le soleil traverse l'équateur et que le jour et la nuit ont la même durée partout. Des variations mineures se produisent également sur un cycle de 18.6 ans, à cause de l'oscillation de l'axe de rotation de la terre. Les principales planètes ont de petites influences supplémentaires.

Le long des côtes atlantiques de l'Europe, les composantes dominantes de la marée ont des périodes d'une demi-journée environ (marées semi-diurnes) et d'une journée (marées diurnes).

- **les composantes de marée semi-diurnes dominantes** incluent :
  - une composante lunaire principale ( $M_2$ , période = 12.42 heures),
  - une composante solaire principale ( $S_2$ , période = 12.00 heures),
- **les composantes diurnes dominantes** incluent :
  - une composante lunaire diurne principale ( $O_1$ , période = 25.82 heures),
  - une composante lunaire-solaire diurne ( $K_1$ , période = 23.93 heures).

Une géométrie côtière spécifique, par exemple celle des chenaux, des baies ou des estuaires, de même que les frottements sur le fond peuvent entraîner un déphasage des composantes de marée dominantes et des fréquences, égal à la somme ou à la différence des fréquences de base. La contribution de ces fréquences secondaires peut être significative à certains endroits.

Le caractère prévisible des marées peut s'avérer utile lorsque l'on planifie certaines opérations critiques, telles que des manœuvres à effectuer au cours de la construction. Lors de la planification de la construction, de l'inspection ou de la maintenance d'un ouvrage, il est important de garder à l'esprit que la pleine mer moyenne de vive-eau (PMMVE) à un emplacement donné se produit toujours à peu près à la même heure. Le calendrier des PMMVE à un autre endroit sera différent et la basse mer moyenne de morte-eau (BMMME) est décalée de 6 heures avant ou après par rapport à la PMMVE. Lorsque l'on planifie des interventions sur les ouvrages, il est utile de connaître le calendrier des basses eaux les plus extrêmes et de savoir si elles ont lieu pendant la journée.

Pugh (1987) donne une description détaillée des fluctuations du niveau de la mer et des phénomènes de marée.

#### 4.2.2.3 **Surcote statique**

Les phénomènes météorologiques, à savoir la pression atmosphérique et le vent, peuvent également affecter le niveau de la mer, en particulier à l'occasion des tempêtes. Les effets de la pression et du vent sont souvent associés au cours des tempêtes qui engendrent la formation d'ondes longues, appelées **surcotes**, avec des durées allant de plusieurs heures à une journée, et une longueur d'onde approximativement égale à la largeur du centre de la dépression, habituellement de l'ordre de 150 à 800 km. Ces surcotes entraînent des variations significatives du niveau de la mer, jusqu'à 2 à 3 m au niveau du rivage, selon la forme du littoral et l'intensité de la tempête. Dans la pratique, on utilise parfois abusivement le terme de surcote pour inclure la composante astronomique de la marée et les autres effets météorologiques.

Cette section traite des effets de la pression atmosphérique (surcote statique) et la suivante s'intéresse aux effets des vents.

Les basses pressions atmosphériques locales (dépressions) entraînent une élévation correspondante du niveau de la mer. De la même manière, les hautes pressions entraînent une baisse du niveau de l'eau. Il s'agit de ce que l'on appelle l'effet du **baromètre inversé**.

Dans le cas des plans d'eau ouverts, l'Équation 4.9 donne la relation entre l'augmentation **statique** du niveau de l'eau  $z_a$  (m) et la pression atmosphérique correspondante.

$$z_a = 0.01(1013 - p_a) \quad (4.9)$$

où  $p_a$  = pression atmosphérique au niveau de la mer (hPa) et 1013 hPa est la pression dans des conditions normales (voir la Section 4.2.1.2).

**NOTE:** l'Équation 4.9 résulte d'un équilibre simple entre l'atmosphère et l'océan en condition statique. Lorsque la pression atmosphérique est supérieure à la valeur moyenne de 1013 hPa, le niveau de la mer baisse, sous réserve de s'élever à un autre endroit où la pression atmosphérique

est inférieure à la valeur moyenne. Cette relation simple ne s'applique pas aux plans d'eau fermés de petites dimensions, tels que les lacs. En effet, si la pression atmosphérique est la même sur toute la surface du plan d'eau, il n'y a aucune variation du niveau statique de l'eau.

À cause des effets dynamiques, toutefois, l'élévation du niveau d'eau peut être amplifiée de manière significative. Lorsque la dépression se déplace rapidement, l'élévation du niveau d'eau la suit. La hauteur de ces ondes longues peut augmenter de manière considérable à cause du shoaling dans les eaux littorales. Par exemple, le long des côtes du sud de la Mer du Nord, on a enregistré des surcotes d'une hauteur de 3 m lors de la tempête du 1er au 2 février 1953.

#### 4.2.2.4 Surélévation due au vent

La contrainte de cisaillement exercée par les vents ayant une composante perpendiculaire à la côte sur la surface de l'eau induit à une inclinaison de la surface de l'eau (voir la Figure 4.11), ce qui entraîne une surélévation et un abaissement du plan d'eau dus au vent, aux limites au vent et sous le vent respectivement (appelé « wind set-up » en anglais).

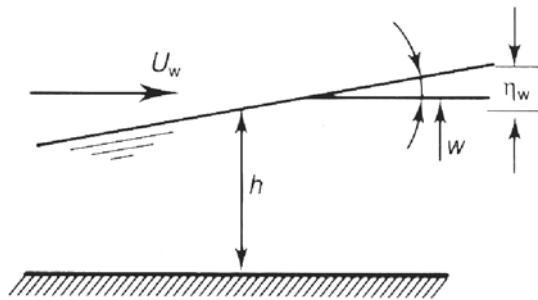


Figure 4.11 Surélévation due au vent

Pour un fond dont les courbes bathymétriques sont rectilignes et parallèles (situation en 1D), la pente de la surface de l'eau au repos induite par le vent,  $\eta$  (m) le long de l'axe des  $x$  (pris perpendiculaire au trait de côte) peut être calculée à l'aide de l'Équation 4.10.

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = \frac{1}{\rho_w g d} \tau_w \quad (4.10)$$

où  $d = h + \eta$  = hauteur d'eau réelle, qui inclut la surélévation due au vent (m),  $\rho_w$  = masse volumique de l'eau de mer (1025 à 1030 kg/m<sup>3</sup>) et  $\tau_w$  = contrainte de cisaillement due au vent qui agit sur la surface de l'eau perpendiculairement à la côte (N/m<sup>2</sup>).

La contrainte de cisaillement due au vent,  $\tau_w$ , peut être déduite de l'Équation 4.11 à partir d'une vitesse du vent particulière,  $U_{10}$ , qui peut être calculée à partir du régime des vents  $U_w$ .

$$\tau_w = \rho_{air} C_D U_{10}^2 \quad (4.11)$$

où  $U_{10}$  = vitesse du vent à une élévation de 10 m au-dessus du NMM (m/s),  $\rho_{air}$  = masse volumique de l'air (1.21 kg/m<sup>3</sup>) et  $C_D$  = coefficient de traînée air/eau avec des valeurs comprises entre 0.8·10<sup>-3</sup> et 3.0·10<sup>-3</sup> (-), sa valeur augmente avec la vitesse du vent (p. ex. Abraham *et al.*, 1979; Wu, 1980).

Des solutions particulières peuvent être obtenues en intégrant les Équations 4.10 et 4.11 de manière analytique pour des cas simples. Par exemple, dans le cas d'un **plan d'eau fermé** (p. ex. un lac ou un lagon) de longueur,  $F$  (m), de **hauteur d'eau constante**,  $h$  (m), et un vent de vitesse constante,  $U_{10}$  (m/s), soufflant sur ce plan d'eau, la surélévation maximale due au vent qui en résulte,  $\eta_w$  (m), au niveau de la côte ou du littoral au vent est donnée par l'Équation 4.12, établie en linéarisant l'Équation 4.10 selon l'hypothèse que  $d \approx h$ .

$$\eta_w = \frac{1}{2} \frac{\rho_{air}}{\rho_w} C_D \frac{U_{10}^2}{g h} F \quad (4.12)$$

En l'absence de données d'étalonnage, des résultats simplifiés tels que ceux qui découlent de l'Équation 4.12 ne peuvent fournir qu'une estimation préliminaire de la surélévation probable, à cause des incertitudes autour de la valeur de  $C_D$  et du choix des valeurs représentatives de  $h$  et  $F$ . D'autres solutions analytiques et non linéaires figurent dans l'ouvrage de Dean et Dalrymple (1991). Si possible, il convient d'effectuer des mesures de la surcote propres au site, sur quelques jours venteux, à partir desquelles il sera possible d'estimer la surélévation due au vent. Ceci permettra d'effectuer une calibration (propre au site) des équations qui seront utilisées dans les prévisions ultérieures.

Les dispositifs opérationnels utilisés pour l'estimation des surcotes à partir des prévisions météorologiques sont basés sur des modèles d'écoulement numériques (en 2D ou 3D) de la zone considérée. Le modèle tient compte de la contrainte induite par le vent qui s'applique à la surface de la mer, ainsi que du gradient de pression atmosphérique (voir la Section 4.2.2.3). Il est recommandé d'utiliser un modèle numérique de ce type, qui inclut les forçages de la marée, pour prévoir ou modéliser les surcotes dans des cas réels. Ceci s'applique également à la dynamique des forces météorologiques, aux effets de la bathymétrie en eau peu profonde et aux interactions entre l'onde de marée et l'onde de surcote. L'intensité des effets météorologiques sur la variation du niveau moyen de la mer peut être déterminée en comparant les résultats d'une simulation tenant compte des forces de la marée et des forçages météorologiques avec les résultats d'une simulation ne tenant compte que des forçages de la marée. Très souvent, le modèle de la marée et de la surcote est appliqué en association avec un modèle numérique de houle. Le modèle d'écoulement donne les hauteurs d'eau, pour lesquelles on calcule les hauteurs de houle soulevée par le vent.

#### 4.2.2.5 Surélévation due à la houle

La surélévation due à la houle (appelée « wave set-up » en anglais) est localisée près du trait de côte. Elle est principalement causée par la dissipation de l'énergie due au déferlement des vagues incidentes induit par la profondeur (voir la Figure 4.12). Pour un fond dont les lignes bathymétriques sont rectilignes et parallèles (situation en 1D), la pente de la surélévation due à la houle,  $\eta$  (m), le long de l'axe des  $x$  (pris perpendiculaire au trait de côte) peut être calculée grâce à l'Équation 4.13.

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = -\frac{1}{\rho_w g d} \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} \quad (4.13)$$

où  $d = h + \eta$  = hauteur d'eau réelle, qui inclut la surélévation due à la houle (m) et  $S_{xx}$  = composante du tenseur de la contrainte de radiation perpendiculaire à la côte (N/m).

La composante  $S_{xx}$  (N/m) de la contrainte de radiation est évaluée à l'aide de l'Équation 4.14, conformément à la théorie de la houle linéaire.

$$S_{xx} = \frac{1}{8} \rho_w g H^2 \left[ \frac{1}{2} + \frac{2 k d}{\sinh(2 k d)} \right] \quad (4.14)$$

où  $k$  = nombre d'onde (rad/m),  $= 2\pi/L$  (rad/m) pour décrire la périodicité spatiale, avec  $L$  = longueur d'onde (m) (voir la Section 4.2.4.2).

Dans le cas de la houle non linéaire, l'Équation 4.13 doit être résolue par un modèle numérique associé à l'équation appropriée (Aristaghes et Aristaghes, 1985) qui régit l'évolution de la hauteur de la houle,  $H$ , le long du profil bathymétrique et inclut la dissipation due au déferlement.

**NOTE:** les équations sont liées, ce qui signifie qu'une variation du niveau de l'eau affecte la propagation de la houle. Par conséquent, la variation de la hauteur de la houle modifie à son tour la surélévation, et le système d'équations doit donc être résolu de manière itérative.

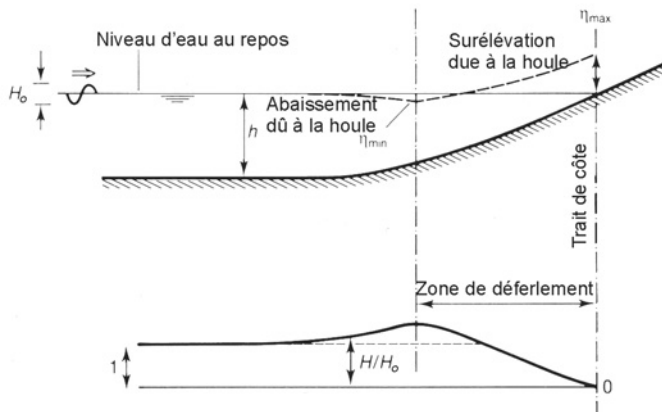


Figure 4.12 Surélévation due à la houle

À l'aide de la théorie de la houle linéaire appliquée à une houle régulière à incidence normale, Battjes (1974) a calculé une première estimation de la surélévation due à la houle au niveau de la côte. L'Équation 4.15 donne la relation entre la surélévation due à la houle,  $\eta_{max}$ , et les conditions de houle à la ligne de déferlement.

$$\eta_{max} = 0.3 \gamma_{br} H_b \quad (4.15)$$

où  $\gamma_{br}$  = rapport entre la hauteur maximale de la houle et la hauteur d'eau  $H/h$  au déferlement (-) et  $H_b$  = hauteur maximale de la houle à la ligne de déferlement pour une houle régulière (m). La valeur de  $H_b$  peut être déterminée en appliquant un modèle de houle à la bathymétrie locale en se servant de la houle en eau profonde comme condition aux limites.

Dans le cas d'une plage plane, Bowen *et al.* (1968) se sont servis de la théorie de la houle linéaire en eau peu profonde pour déterminer la contrainte de radiation,  $S_{xx}$ , et ont utilisé la relation approximative  $H = \gamma_{br} (h + \eta)$  dans la zone de déferlement pour calculer la surélévation (voir l'Équation 4.16).

$$\eta - \eta_b = \frac{1}{K} (h_b - h) \quad (4.16)$$

où l'indice  $b$  signale là encore des valeurs au point de déferlement et  $K = 1 + \frac{8}{3 \gamma_{br}^2}$ .

Selon l'Équation 4.16, la surélévation due à la houle sur une plage plane augmente de manière linéaire dans la zone de déferlement.

Pour les profils à pente non uniforme, l'Équation 4.13 doit être résolue de manière numérique et associée à un modèle de houle. Izumiya et Horikawa (1984) donnent des exemples de profils de surélévation due à la houle sur des plages à barres.

Sur la base des mesures de terrain et des simulations numériques, certaines relations ont été établies en houle irrégulière. Ainsi, Hanslow et Nielsen (1992) ont adapté les relations données aux Équations 4.17 et 4.18 à leurs mesures de la surélévation au niveau de la côte.

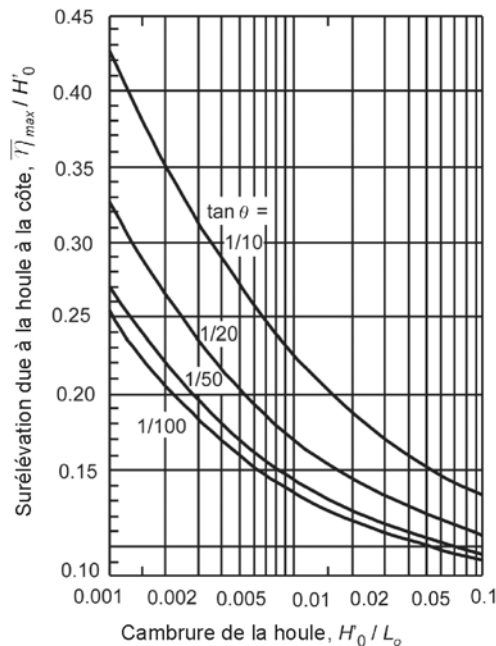
$$\eta = 0.38 H_{orms} \quad (4.17)$$

$$\eta = 0.0488 \sqrt{H_{orms} L_o} \quad (4.18)$$

où  $H_{orms}$  = hauteur quadratique moyenne de la houle incidente (en eau profonde) (m) (voir la Section 4.2.4.4) et  $L_o$  = longueur d'onde de la houle au large calculée à partir de la période de la houle  $T$ ,  $L_o = g T^2 / (2\pi)$  (m).

L'Équation 4.18 donne un ajustement des mesures légèrement meilleur que celui de l'Équation 4.17, bien que l'on observe toujours une dispersion significative des points expérimentaux.

Goda (2000) a proposé un graphique (reproduit à la Figure 4.13) dans lequel la surélévation au niveau de la côte peut être estimée pour des plages à pente uniforme (pente =  $\tan \theta$  allant de 1/100 à 1/10), comme une fonction de la cambrure de la houle au large,  $H'_0/L_o$ , où  $H'_0$  est la **hauteur significative équivalente de la houle au large**. Cette hauteur équivalente est une hauteur de houle hypothétique obtenue à partir de la hauteur significative de la houle au large réelle,  $H_{so}$  (voir la définition à la Section 4.2.4.4), corrigée des effets de la réfraction et/ou de la diffraction du large vers la côte. On obtient  $H'_0 = K_d K_R H_{so}$  où  $K_d$  et  $K_R$  sont les coefficients de diffraction et de réfraction, respectivement (voir la Section 4.2.4.7). La Figure 4.13 montre que la surélévation au niveau de la côte augmente avec la pente de la plage et la diminution de la cambrure de la houle.



**Figure 4.13**  
Surélévation due à la houle au niveau de la côte pour des plages à pente uniforme (Goda, 2000)

Dans le cas du dimensionnement d'ouvrages côtiers, il est important de déterminer si la surélévation due à la houle doit être incluse dans la hauteur d'eau de dimensionnement ou pas. Si la formule de dimensionnement qu'il faut utiliser inclut déjà cette surélévation de la houle dans sa formulation, cet effet ne doit pas être ajouté. C'est le cas des formules calculées pour les eaux peu profondes. De la même manière, si un ouvrage est testé dans un bassin ou dans un canal à houle et si la côte est modélisée – c'est-à-dire que les conditions d'eau profonde sont créées par le générateur de houle situé au large de la zone de déferlement – la surélévation due à la houle est alors « automatiquement » modélisée dans les essais expérimentaux. Le niveau de l'eau de dimensionnement doit alors être étudié sans la surélévation due à la houle. Dans les autres cas, en particulier pour les formules de dimensionnement qui n'incluent pas la surélévation due à la houle, celle-ci doit être ajoutée au niveau de l'eau au repos afin d'obtenir le niveau d'eau de dimensionnement, ainsi que l'a énoncé Hamm (2001).

#### 4.2.2.6 Seiches

Les seiches sont des oscillations stationnaires causées par un mécanisme d'excitation et amplifiées par la forme générale et par la bathymétrie d'un plan d'eau tel qu'un port, un bassin ou un lac. Les périodes correspondent aux périodes naturelles de l'oscillation de ces eaux. Ainsi, lorsqu'une onde longue traverse les eaux, elle est réfléchiée à l'extrémité et l'interférence avec l'onde incidente entraîne un mouvement de clapotis.



Les mécanismes d'excitation possibles sont :

- les phénomènes météorologiques, tels que les grains, les coups de vent et les rafales ;
- les tsunamis engendrés par les séismes ;
- les surcotes (voir la Section 4.2.2.3) ;
- les phénomènes d'ondes de basse fréquence, tels que les battements de déferlement (variations induites par les groupes de vagues lors du shoaling, voir la Section 4.2.2.7) ;
- et même les remous induits par le courant.

Les durées se mesurent habituellement en minutes (entre 2 et 40 mn) ; ceci correspond à des fréquences inférieures à 0.01 Hz dans le spectre énergétique de la surface de la mer. La mer Adriatique est connue pour ses seiches : à Venise, le niveau de la mer peut présenter des oscillations pendant des durées considérables. Dernièrement, de Jong (2004) s'est intéressé aux origines des seiches dans le port de Rotterdam. Il a démontré que tous les épisodes significatifs de seiche coïncidaient avec le passage d'une zone de basse pression et un front froid approchant depuis la mer, et que la majorité de ces événements (90 %) se produisaient pendant la saison orageuse. Il a mis au point une méthode de prédiction des seiches à partir d'un critère relatif à l'apparition de cellules de convection. Ce critère est exprimé sous la forme d'une différence de température minimale entre l'eau à la surface de la mer et l'air à des altitudes plus élevées dans l'atmosphère.

On observe aussi les seiches dans des eaux complètement fermées telles que des lacs ou des mers fermées. Le cas le plus simple correspond à un bassin rectangulaire fermé de longueur,  $l$ , et de hauteur d'eau constante,  $h$ . Comme cela est illustré à la Figure 4.14, on obtient des conditions d'onde stationnaire lorsque le rapport entre la longueur du bassin et la moitié de la longueur d'onde,  $L$ , est un nombre entier, comme cela est exprimé par l'Équation 4.19 :

$$l = n L / 2 \quad \text{avec } n = 1, 2, 3, \dots \quad (4.19)$$

En d'autres termes, le phénomène de seiche se produit lorsque la longueur d'onde de la vague incidente est égale à une longueur d'onde donnée  $L_n = 2 l/n$ .

Si l'on utilise l'approximation des eaux peu profondes dans la relation de dispersion entre la longueur d'onde,  $L$ , et la période de la houle,  $T$ , (voir le Tableau 4.6), on obtient les périodes des seiches,  $T_n$ , à l'aide de l'Équation 4.20.

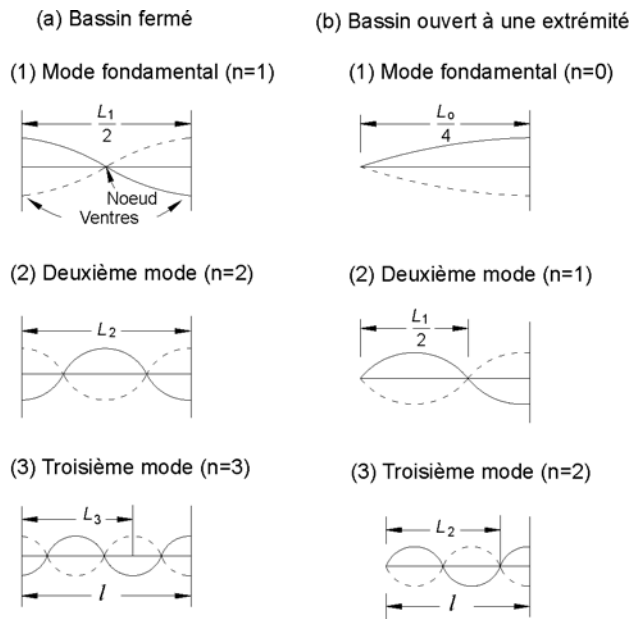
$$T_n = \frac{2 l}{n \sqrt{g h}} \quad \text{avec } n = 1, 2, 3, \dots \quad (4.20)$$

De la même manière, dans le cas d'un bassin semi-fermé, on obtient une onde stationnaire lorsque l'Équation 4.21 ou 4.22 est vérifiée :

$$l = L / 4 + n L / 2 \quad \text{avec } n = 0, 1, 2, 3, \dots \quad (4.21)$$

$$T_n = \frac{4 l}{(2 n + 1) \sqrt{g h}} \quad \text{avec } n = 0, 1, 2, 3, \dots \quad (4.22)$$





**Figure 4.14** Les trois premiers modes de seiche pour des bassins fermés et ouverts à fond plat (adapté de Carr, 1952)

Wilson (1972) et Dean et Dalrymple (1991) ont étudié plusieurs autres formes géométriques du fond (dans le cas d'un bassin fermé de largeur constante), de même que l'existence d'un amortissement par frottement.

Dans la réalité, il est très difficile d'estimer l'amplitude d'une seiche parce qu'elle dépend en général de la similitude entre la fréquence de forçage et la fréquence d'oscillation naturelle. Si ces deux fréquences sont proches, il peut se produire de grandes amplitudes (p. ex. le marnage dans l'estuaire de Severn, au Royaume-Uni). Si un lac de forme oblongue est subitement exposé à des vents soutenus dans l'axe de sa longueur, l'élévation maximale du niveau de l'eau est bien plus grande que celle que l'on obtiendrait par un simple équilibre entre la pente de l'eau et la force du vent (calculé à partir de l'Équation 4.12). Le maximum peut être deux fois plus grand que l'élévation du niveau de l'eau causée par la seule surélévation due au vent (voir la Section 4.2.2.4).

L'analyse générale des enregistrements des variations du niveau d'eau est le seul moyen de rendre compte convenablement des seiches à des fins de dimensionnement. Lorsqu'il faut effectuer des mesures, la fréquence d'échantillonnage minimale doit être d'au moins deux fois la fréquence maximale attendue du phénomène auquel on s'intéresse.

#### 4.2.2.7 Ondes de basses fréquences

Même dans un état de mer stationnaire, les hauteurs de vagues individuelles varient et on observe fréquemment des groupes de grandes vagues, en particulier en cas de houle océanique. Sous ces groupes de vagues, le niveau moyen de la mer est abaissé autour du niveau moyen. Entre les groupes, là où l'activité de la houle est moins intense, le niveau moyen de la mer est plus élevé (moins d'abaissement). Ce niveau d'abaissement variable engendre un mouvement d'onde de basse fréquence, cette dernière étant habituellement comprise entre 30 secondes et plusieurs minutes. Les oscillations donnent naissance à des **ondes longues liées** (c.-à-d. **liées** aux groupes de vague). Ces ondes longues sont généralement d'une hauteur modérée, 10 à 30 cm dans la plupart des cas.

Elles se propagent avec les groupes de vagues et leur importance s'intensifie à leur approche des côtes. Tandis que les **ondes primaires** – c'est-à-dire la mer de vent et la houle océanique – sont principalement détruites par le déferlement, les ondes longues ne le sont pas et elles sont par conséquent libérées lorsque les ondes primaires déferlent. Une grande partie de l'énergie des ondes longues est réfléchiée, ce qui entraîne un modèle partiel d'ondes stationnaires que l'on appelle **battement de déferlement**. De manière collective, ces ondes longues liées et libres sont

également appelées **ondes infra-gravitaires**. Si la houle approche une plage avec une incidence oblique, les ondes longues peuvent modifier les courants littoraux et même former des **ondes de bord** qui se déplacent le long de la plage et sont souvent *piégées* dans la zone des eaux littorales. Les ondes longues entraînent également des variations à la fois de la surélévation due à la houle et du run-up des ondes primaires. Les oscillations de basse fréquence de ces ondes peuvent causer un franchissement des ouvrages côtiers ainsi que des dommages importants.

À l'aide de l'Équation 4.23 (formule empirique établie par Goda (2000)), on peut obtenir un ordre de grandeur de l'amplitude du battement de déferlement en eau peu profonde et dans la zone de déferlement.

$$\frac{\zeta_{rms}}{H'_0} = 0.01 \left[ \frac{H'_0}{L_o} \left( 1 + \frac{h}{H'_0} \right) \right]^{-1/2} \quad (4.23)$$

où  $\zeta_{rms}$  = amplitude quadratique moyenne du battement de déferlement (m). C'est une fonction de la hauteur (significative) de la houle au large équivalente,  $H'_0$  (m), définie à la Section 4.2.2.5, de la longueur d'onde au large,  $L_o$  (m), calculée à partir de la période significative de la houle,  $T_s$ , (voir la Section 4.2.4.4) sous la forme  $L_o = g T_s^2 / (2\pi)$ , et de la hauteur d'eau locale,  $h$  (m).

Bowers (1993) a également proposé des formules pour estimer l'amplitude des ondes longues liées en profondeur intermédiaire, ainsi que pour la hauteur significative du battement de déferlement. Dans le cas des ouvrages côtiers exposés à des ondes longues, Kamphuis (2001) a proposé d'utiliser l'Équation 4.24 afin d'estimer la hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre pour les ondes longues,  $(H_{m0})_{LW}$ , au niveau de l'ouvrage, en fonction de la hauteur significative de la houle au point de déferlement,  $H_{s,b}$ , et de la période de la houle,  $T_p$ , (voir la Section 4.2.4.5).

$$\frac{(H_{m0})_{LW}}{H_{s,b}} = 0.11 \left[ \frac{H_{s,b}}{g T_p^2} \right]^{-0.24} \quad (4.24)$$

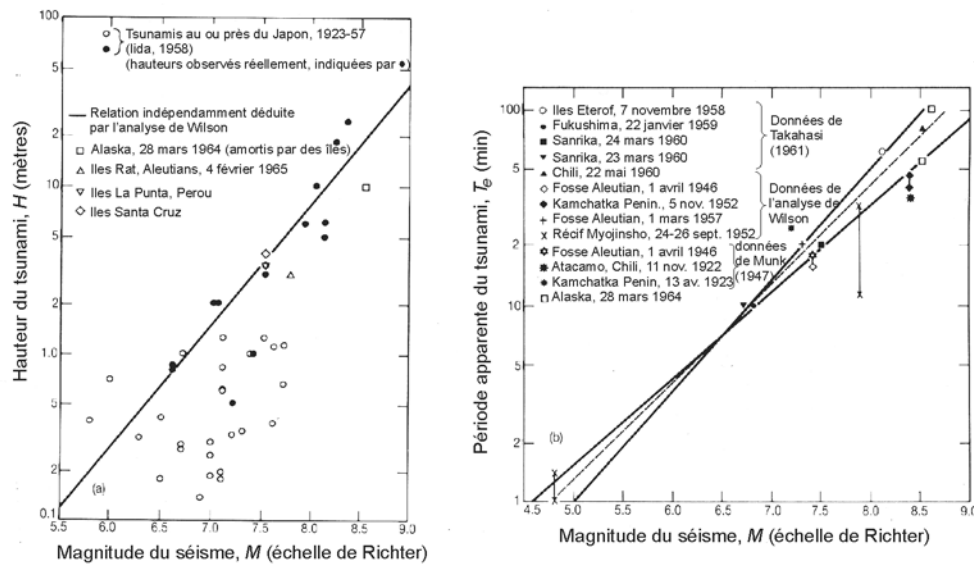
L'Équation 4.24 peut être approchée de manière empirique par  $(H_{m0})_{LW} = 0.4 H_{s,b}$ . Kamphuis (2001) a également abordé le problème de la réflexion de ces ondes longues sur les ouvrages côtiers, et a montré que le profil des ondes longues (en fonction de la distance au large) peut être décrit comme la somme d'une onde absorbée et d'une onde stationnaire. Le coefficient de réflexion des ondes longues était d'environ 22 % au cours de la série d'expériences.

#### 4.2.2.8 Tsunamis

Les tsunamis sont des ondes de gravité induites par les séismes ou des glissements de terrain sous-marin et caractérisées par des périodes de l'ordre des minutes plutôt que des secondes (habituellement 10 à 60 minutes). Ils sont souvent générés par des séismes sous l'océan, où les profondeurs peuvent dépasser 1 000 m et peuvent se déplacer sur de longues distances sans atteindre une hauteur de vague particulièrement remarquable. Toutefois, à l'approche des côtes, leur hauteur peut augmenter de façon considérable. Du fait de leur grande longueur d'onde, ces vagues sont soumises à de forts effets de shoaling et de réfraction. Étant donné qu'elles viennent de profondeurs plutôt importantes, il est possible de les calculer à l'aide de la théorie des eaux peu profondes. Un autre élément important peut être la réflexion des vagues sur les pentes relativement profondes des plateaux continentaux.

Il existe des travaux théoriques (p. ex. Wilson, 1963), de même que des modèles numériques qui décrivent la formation des tsunamis, leur propagation et le run-up sur de vastes superficies de terrains (p. ex. Shuto, 1991; Yeh *et al.*, 1994; Tadepalli et Synolakis, 1996). Il existe également d'autres informations relatives aux tsunamis sur internet, par exemple sur le site: <http://www.pmel.noaa.gov/tsunami>.

Les tsunamis sont aussi imprévisibles que les séismes. La Figure 4.15 présente des observations concernant la hauteur et la période des tsunamis, d'après des sources japonaises, réalisées sur les côtes à une distance d'environ 750 km de l'épicentre de séismes sous-marins.



**Figure 4.15** Hauteurs (à gauche) et périodes (à droite) des tsunamis, en fonction de la magnitude des séismes

Les tsunamis sont un problème important dans certaines parties du monde, en particulier le long des côtes et des îles des océans Indien et Pacifique. Dans ces régions, les tsunamis surviennent plus fréquemment et ont une intensité supérieure à celle du même phénomène dans d'autres parties du monde. Le risque doit être étudié avec soin lors du processus de dimensionnement des ouvrages côtiers. Dans certains pays tels que le Japon, les tsunamis représentent un problème majeur et sont pris en compte dans le dimensionnement de tous les ouvrages maritimes.

La rareté des tsunamis en Europe du Nord rend cette composante du niveau de l'eau négligeable dans cette région, sauf lorsqu'un niveau très élevé de service est exigé d'un ouvrage de défense contre la mer, par exemple dans le cas d'installations sensibles. Récemment, l'initiative TSUNAMI a été lancée au Royaume-Uni. Une dizaine d'organisations ont mis en commun leurs connaissances sur l'apparition et l'impact des tsunamis. Les principaux résultats sont disponibles à l'adresse [www.nerc-bas.ac.uk/tsunami-risks](http://www.nerc-bas.ac.uk/tsunami-risks). Le site web inclut des informations sur les tsunamis passés, ainsi que des tentatives de prédictions du run-up maximum des tsunamis dans différentes zones océaniques. Les tsunamis sont plus fréquents autour de l'Italie et dans la partie orientale de la Méditerranée, où des événements significatifs se produisent à des intervalles de cent ans environ. Il ne faut donc pas sous-estimer l'importance au cours du dimensionnement d'ouvrages dans cette région. Dans le cas de la Méditerranée orientale, le site web donne des valeurs du run-up de tsunami d'environ 4, 6 et 8 m pour des périodes de retour de 50, 100 et 200 ans, respectivement. Toutefois, ces valeurs se réfèrent à des cas de tsunami à n'importe quel endroit de la Méditerranée orientale, et non pas nécessairement à des sites donnés.

#### 4.2.2.9 Ondes de crue

Les niveaux d'eau dans les rivières sont déterminés par le débit fluvial, les niveaux extrêmes étant associés aux ondes de crue (voir la Section 4.3.3). Les ondes de crue peuvent contribuer au niveau général de l'eau dans les rivières. Toutefois, lorsqu'elles contribuent au niveau de l'eau de mer, leur impact est faible comparé à celui de la marée et de la surcote, et il se limite à l'embouchure des fleuves. Lorsque l'on se déplace vers l'amont de l'embouchure, l'influence de la marée diminue et ce n'est qu'après une certaine distance en amont, de l'ordre de 10 à 30 km, selon le débit fluvial et l'intensité de la marée, que la composante de l'onde de crue peut devenir dominante. La Section 4.3.3 aborde le sujet de la propagation des ondes de crue de même que celui de l'utilisation des courbes de tarage, qui permettent d'établir un rapport entre les niveaux de l'eau et le débit, et d'identifier des relations pour lier les niveaux de l'eau à différents endroits de la rivière. À moins de disposer de mesures locales des marégraphes, il faut entreprendre une modélisation numérique de la rivière au cours de la phase de dimensionnement afin de quantifier l'effet possible des ondes de crue sur le niveau général de l'eau à l'embouchure des rivières.

#### 4.2.2.10 **Élévation du niveau de la mer due au changement climatique**

##### **Observations de l'élévation du niveau de la mer**

L'élévation du niveau moyen de la mer au cours du siècle précédent est un phénomène bien documenté (GIEC, 2001). Les mesures effectuées sur le long terme montrent une vitesse d'élévation de 1 à 2 mm par an au cours du siècle précédent. De plus, de légers changements progressifs du niveau des terres engendrent des variations régionales visibles de la vitesse d'élévation. Par exemple, au Royaume-Uni, l'élévation du niveau de la mer au sud-est de l'Angleterre est supérieure à la vitesse moyenne, tandis qu'elle est inférieure à la moyenne au nord de l'Écosse.

##### **Effets directs et indirects de l'élévation du niveau de la mer**

En l'absence d'une quelconque preuve du contraire, toute élévation du niveau moyen de la mer serait susceptible d'entraîner une élévation égale de tous les autres niveaux d'eau, y compris des niveaux extrêmes. Dans de nombreux cas, l'élévation du niveau de la mer peut certainement devenir problématique si les hauteurs de la houle sont limitées par la profondeur. L'élévation du niveau de la mer augmentera alors l'attaque de la houle sur l'ouvrage.

Toutefois, les changements climatiques à venir peuvent également influencer les modèles climatiques, susceptibles d'influencer à leur tour la taille et la fréquence des surcotes qui, à leur tour, influencent le niveau de l'eau global et le risque d'inondation. Certaines projections du changement climatique (UKCIP, 2002) suggèrent que les variations des surcotes puissent avoir un impact significatif sur le niveau extrême de l'eau et le risque d'inondation, mais d'ici à ce que cette possibilité acquière un degré d'acceptation plus vaste, il n'est pas recommandé de prendre en compte ce risque supplémentaire au cours du dimensionnement. Outre la variation du niveau moyen de la mer, il y a une possibilité de variation du marnage. Les mesures à long terme relatives à la marée montrent de légères tendances passées dans ce domaine, qui pourraient se poursuivre. Toutefois, étant donné que les preuves des variations de marnage sont limitées, il n'est là encore pas recommandé de tenir compte de ce risque dans le dimensionnement.

##### **Quelle sera l'élévation du niveau de la mer à l'avenir ?**

De nombreuses institutions s'intéressent à l'élévation du niveau de la mer et ses implications. Depuis 1980 environ, il y a des prévisions cohérentes à propos d'une augmentation imminente de la vitesse d'élévation du niveau moyen de la mer. On considère déjà qu'une certaine proportion de cette élévation prévisionnelle aura lieu en dépit des éventuelles actions correctives qui pourraient être entreprises, toutefois il existe une certaine sensibilité aux futures actions en matière de contrôle de la pollution, etc.

Le consensus actuel est qu'à l'avenir, la vitesse d'élévation atteindra probablement 5 mm/an, avec certaines variations régionales, bien qu'à la date d'aujourd'hui il n'y ait aucune preuve que cette accélération ait commencé.

Les Pays-Bas, par exemple, ont adopté trois scénarios pour l'avenir :

- tendance réelle : élévation de 0.20 m par siècle ;
- tendance accrue : élévation de 0.60 m par siècle ;
- tendance extrême : élévation de 0.85 m par siècle.

##### **Comment gérer une élévation du niveau de la mer ?**

La réponse à une possible élévation du niveau de la mer dépend de l'activité considérée, par exemple si l'on effectue une analyse du risque, si l'on étudie le dimensionnement ou la reconstruction d'un ouvrage ou si l'on planifie de réserver certaines zones pour des améliorations de sécurité futures. Chacune de ces activités est décrite de manière plus détaillée ci-dessous.

**Analyse du risque :** quel est l'effet de l'élévation du niveau de la mer sur un ouvrage existant ? La réponse dépend de la durée de vie de dimensionnement de l'ouvrage et de la fréquence de la surveillance pendant son service. Aux Pays-Bas, les ouvrages de défense contre les submersions (digues, dunes, perrés) sont tous soumis à des analyses du risque tous les cinq ans. Étant donné que l'horizon temporel est limité à 5 ans, on tient compte de l'élévation **réelle** du niveau de l'eau. Cette élévation actuelle du niveau de la mer n'est pas un scénario futur, pour les ouvrages existants, il est donc possible d'observer la tendance que suit le niveau de la mer et de prendre des mesures lorsque cela est nécessaire.

**Dimensionnement des ouvrages :** si l'on doit concevoir un nouvel ouvrage, réparer ou moderniser un ouvrage existant, l'élévation prévisionnelle du niveau de la mer joue un rôle au cours du processus de dimensionnement. Les exemples du Royaume-Uni et des Pays-Bas sont présentés ci-dessous :

- au **Royaume-Uni :** le Département pour l'environnement, l'agriculture et les affaires rurales (Defra) conseille aux ingénieurs en génie côtier de tenir compte des prévisions d'élévation du niveau de la mer lorsqu'ils conçoivent ou analysent les défenses contre la mer. Toutefois, les prédictions concernant les changements futurs du niveau de la mer sont incertaines et elles sont fréquemment mises à jour ; les changements de ce type seront progressifs. De ce fait, selon le cas de figure, l'élévation du niveau de la mer peut parfois être considérée comme une hypothèse plutôt que comme un engagement ferme. Par exemple, plutôt que de concevoir aujourd'hui des défenses contre la mer pour une élévation du niveau de la mer de cinquante centimètres au cours du prochain siècle qui n'aura peut-être jamais lieu, les maîtres d'œuvre pourraient plutôt élaborer des réponses à des situations imprévues qui seront réexaminées lorsqu'ils disposeront de preuves avérées d'une accélération de l'élévation du niveau de la mer. MAFF (1999) fait des recommandations à propos des hypothèses de vitesse d'élévation du niveau de la mer dans différentes parties de l'Angleterre et du Pays de Galles : 6 mm/an pour les régions de l'Anglia, de la Tamise et du sud, 4 mm/an pour les régions nord-ouest et Northumbria et 5 mm/an pour le reste ;
- aux **Pays-Bas :** jusqu'en 2000, le gouvernement hollandais avait choisi d'inclure la tendance présente de l'élévation du niveau de la mer dans le processus de dimensionnement. Autrement dit : 0.20 m pour une durée de vie de 100 ans et 0.10 m pour une durée de vie de 50 ans. La durée de vie de projet dépend de la situation ; elle varie selon qu'il est relativement facile ou non d'améliorer l'ouvrage par la suite : une digue est facile à moderniser, ce qui n'est pas le cas des ouvrages de défense contre les inondations dans les zones urbaines. En 2000, le gouvernement néerlandais a décidé que la tendance plus élevée de 0.60 m par siècle serait désormais l'hypothèse à prendre en compte lors du dimensionnement d'ouvrages de défense contre les submersions.

Mais qu'advient-il de l'ouvrage à la fin de sa durée de vie de projet ? Si la hauteur de la crête d'un ouvrage joue un rôle important, comme pour les digues et les perrés, il arrivera un moment où il faudra augmenter la hauteur de l'ouvrage à cause de l'élévation constante du niveau de la mer. La facilité avec laquelle cette tâche pourra être effectuée ou la nécessité de construire un ouvrage totalement neuf dépendent largement du précédent dimensionnement de l'ouvrage. Ce qui compte, au cours du dimensionnement, c'est la robustesse de la solution technique. C'est pourquoi un maître d'œuvre doit choisir les options qui permettent de composer facilement avec des scénarios de dimensionnement plus élevés (hauteurs d'eau, forces de la houle) que ce qui était prévu, ou qui sont prévues à l'issue de la durée de vie de projet de l'ouvrage.

**Réservation d'une zone en vue d'une amélioration future :** aux Pays-Bas, le maître d'ouvrage d'un ouvrage de défense contre les submersions a l'obligation légale de réserver une zone autour de l'ouvrage pour permettre d'améliorer celui-ci à long terme. L'utilisation possible de ces zones réservées par d'autres personnes est très limitée. La construction de maisons ou de bureaux sera interdite dans ces zones, de même que toutes les activités pouvant entraver la future amélioration de l'ouvrage de défense contre les submersions. Les limites à déterminer pour ces zones de réservation dépendent fortement des prévisions d'élévation du niveau de la mer. Elles sont données par le scénario le plus extrême, qui est une élévation du niveau de la mer de 0.85 m par siècle et sur un horizon temporel de 200 ans. Ceci équivaut à une élévation totale du niveau de la mer de

1.7 m. À cause du changement climatique, il faut également tenir compte d'une vitesse du vent (de dimensionnement) plus élevée de 10 %, convertie en une surcote supplémentaire de 0.4 m dans la Mer du Nord (spécifiquement pour les Pays-Bas !) et une augmentation de 5 % des conditions de houle. Sur la base de ces conditions extrêmes, il faut établir le dimensionnement approximatif d'un ouvrage de défense contre les submersions ainsi que l'espace requis pour la zone de réservation qui en découlera.

#### 4.2.2.11 Sources de données de niveau d'eau

Les fournisseurs de produits hydrographiques proposent des logiciels, peu chers, pour prédire les marées astronomiques. Ces logiciels peuvent être utilisés sur des sites pour lesquels les mesures ont permis d'établir les composantes harmoniques de la marée. Dans la plupart des cas il n'est pas nécessaire d'avoir recours à ces logiciels. Dans la pratique, l'utilisateur a rarement besoin d'effectuer des prévisions de marée parce que les tableaux sont constitués de manière routinière et publiés chaque année par les autorités portuaires ou côtières et nationales. Par exemple, les Amirautés américaine et britannique disposent d'ensembles de données complets qui donnent le niveau et les horaires de la pleine et basse mer dans les principaux ports, généralement un an à l'avance, qui doivent servir à calculer les constantes de la marée spécifiques aux sites étudiés et nécessaires pour effectuer des prévisions dans les sites intermédiaires. Les graphiques et tableaux de marée incluent également des courbes de marée classiques qui permettent de faire des prévisions des niveaux d'eau intermédiaires entre la pleine et la basse mer.

Dans la plupart des cas, seuls la marée astronomique (telle qu'elle apparaît dans les tables des marées) et le niveau général de l'eau au repos (tel qu'il est mesuré par les marégraphes) sont pris en compte. Dans le cas où les surcotes et les seiches sont importantes, il convient de les inclure automatiquement dans les mesures relatives à la marée et, pour plus de commodité, il n'est pas nécessaire de les séparer. Dans la plupart des situations, il ne devrait pas être nécessaire de demander les enregistrements de marégraphes ou toute autre nouvelle étude sur les hauteurs d'eau. La seule analyse des données existantes suffit.

Certaines sources de données relatives au niveau d'eau et des marées sont énumérées ci-dessous :

- les tables et graphiques des marées de l'Amirauté au Royaume-Uni (pour les amplitudes des marées astronomiques) ;
- le laboratoire Proudman Oceanographic au Royaume-Uni (pour les mesures ou prévisions de données relatives au niveau de la mer, pour le réseau de marégraphes de classe A et pour le Royaume-Uni sur une grille de 35 km) ;
- le Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM) en France ;
- la documentation sur les niveaux d'eau extrêmes (voir la Section 4.2.2.10) ;
- d'autres sources : des consultants, des universités, les autorités portuaires, les autorités locales, la documentation spécialisée.

Quelques stations autour des côtes européennes disposent d'enregistrements des niveaux de marées qui remontent à plus de 100-150 ans. Dans la plupart des cas, les données ont déjà été décomposées en composantes astronomiques et composantes de surcote. Ce type de données doit être contrôlé afin d'y détecter des surcotes ou des niveaux d'eau inhabituellement élevés.

Lorsque l'enregistrement des données liées au niveau d'eau est nécessaire, les points suivants doivent être pris en considération :

- l'emplacement du marégraphe doit être permanent, accessible et l'appareil ne doit pas être à la portée des vandales ou de l'action de la houle ;
- en ce qui concerne les mesures des surcotes et/ou des tendances suivies par le niveau de la mer, l'instrument doit être capable de fonctionner sur une période indéfinie ;



- pour obtenir un calcul fiable des composants de la marée locale, il est recommandé d'effectuer des observations continues de la marée pendant au moins une année. On peut toutefois faire des estimations raisonnables à partir de 14 jours de données seulement s'il existe des composantes d'un site proche qui reposent sur des enregistrements de plus longue durée.

**NOTE:** l'analyse des données relatives à la marée est complexe : l'extraction des valeurs relatives aux surcotes exige des connaissances sur la marée astronomique et l'analyse des composantes de la marée exige des logiciels spécialisés.

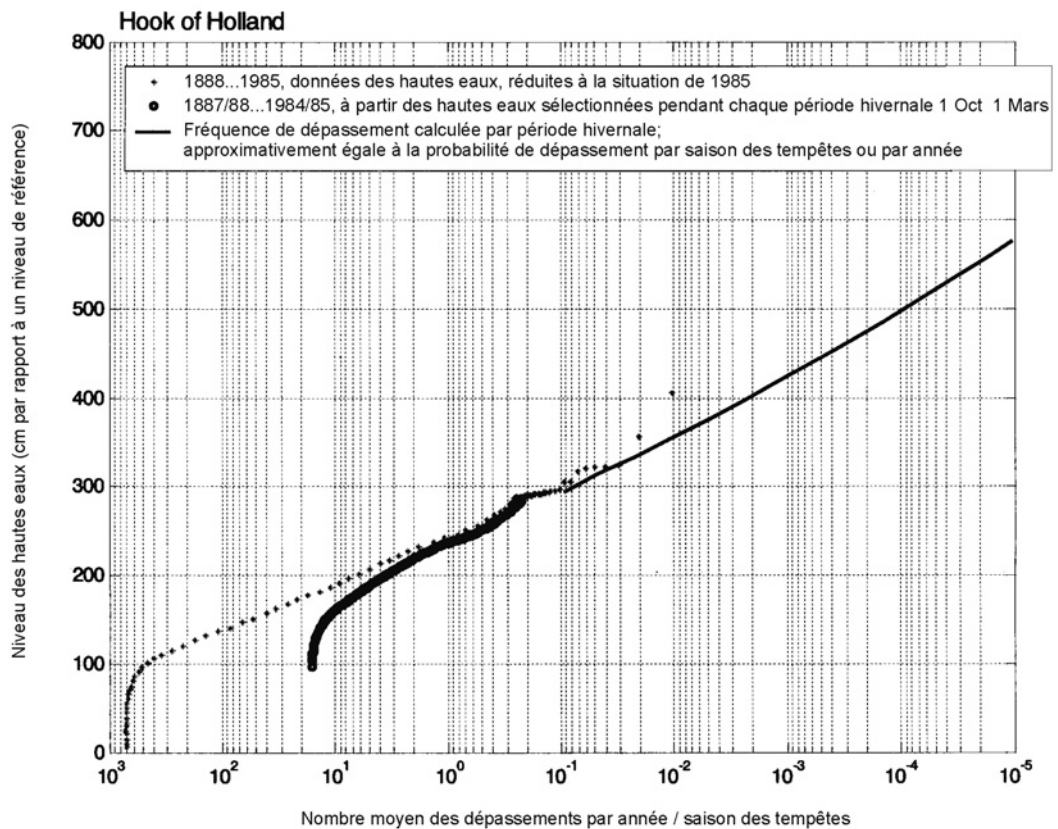
#### 4.2.2.12 Niveaux d'eau extrêmes de dimensionnement

Habituellement, le niveau d'eau extrême de dimensionnement correspond au niveau de l'eau au repos, défini comme étant l'élévation **moyenne** de la surface de l'eau sur une zone donnée à tout instant. Pour déterminer le niveau d'eau extrême de dimensionnement, il faut déterminer toutes les composantes du niveau d'eau en fonction de la probabilité (moyenne) de dépassement, également exprimée comme la fréquence moyenne de dépassement ou période de retour. Ces courbes de dépassement, telles que celle qui est présentée à la Figure 4.17, sont basées sur une courbe de distribution à long terme, obtenue en ajustant les données relatives aux niveaux d'eau à une distribution statistique standard (voir l'Encadré 4.10). Malheureusement, le manque de données sur les fréquences peu élevées (longues périodes de retour) fait qu'il faut généralement avoir recours à une extrapolation. Celle-ci doit être contrôlée ou étayée par une modélisation numérique des processus physiques sous-jacents, afin que les résultats soient plus compréhensibles.

Dans la plupart des cas, le niveau d'eau de dimensionnement inclut les élévations dues à la marée, les surcotes (dues à l'effet de la pression atmosphérique et/ou à la surélévation due au vent) et les seiches de basse fréquence, le cas échéant, mais il exclut les variations locales dues à la houle. L'inclusion de la surélévation due à la houle et des oscillations d'ondes longues (comme le battement de déferlement) dans le niveau d'eau de dimensionnement dépend de l'application et de la formule ou du modèle utilisé dans la suite du dimensionnement (voir l'analyse à la Section 4.2.2.5). Par exemple, si l'on construit un modèle dans un bassin à houle avec un générateur de houle situé au large en eau profonde, la bathymétrie du modèle physique produira automatiquement une surélévation due à la houle et des ondes longues. Le niveau d'eau de consigne du bassin ne doit pas inclure les composantes de surélévation due à la houle et d'ondes longues. En revanche, si, pour le dimensionnement d'une digue portuaire ou la prédiction du franchissement, une formule nécessite la hauteur d'eau au pied de l'ouvrage, toutes les composantes du niveau de l'eau (y compris la surélévation due à la houle et les ondes longues) doivent être incluses dans le niveau d'eau de dimensionnement.

Il y a au moins trois applications différentes pour lesquelles les niveaux d'eau de dimensionnement doivent être (ré)évalués.

1. **L'évaluation des ouvrages de défense existants contre les submersions** (Europe du Nord): Ceci correspond à la situation actuelle, sans tenir compte de l'élévation du niveau de la mer. Il faut souvent estimer des périodes de retour élevées. Ainsi, les ouvrages de défenses aux Pays-Bas doivent être évalués par rapport à des événements de période de retour de 10000 ans (ce chiffre est inférieur pour le Royaume-Uni et l'Allemagne). La Figure 4.16, par exemple, présente plus de 100 ans de mesures du niveau des hautes eaux ainsi que l'extrapolation des mesures à  $10^{-4}$ , ce qui donne un niveau de +5.0 m NAP (niveau de référence hollandais).



**Figure 4.16** Mesures du niveau des hautes eaux pendant plus de 100 ans, avec extrapolation pour des périodes de retour supérieures à 10 000 ans, au « Crochet de Hollande » (Pays-Bas)

2. **Le dimensionnement des futures défenses contre les submersions** (Europe du Nord) : Comme ci-dessus, à l'exception du fait que les prévisions d'évaluation du niveau de la mer doivent être prises en compte. Il peut s'agir d'environ 0.5 m par siècle, ce qui change également les conditions aux limites hydrauliques (voir la Section 4.2.2.10).
3. **Le dimensionnement d'ouvrages côtiers tels que les digues** avec des événements de période de retour de l'ordre de 50 à 100 ans. Le Tableau 4.4 donne un exemple des niveaux d'eau de dimensionnement à un emplacement donné. Certaines des contributions dépendent de la hauteur d'eau et, dans cet exemple, on étudie une estimation d'élévation du niveau d'eau.

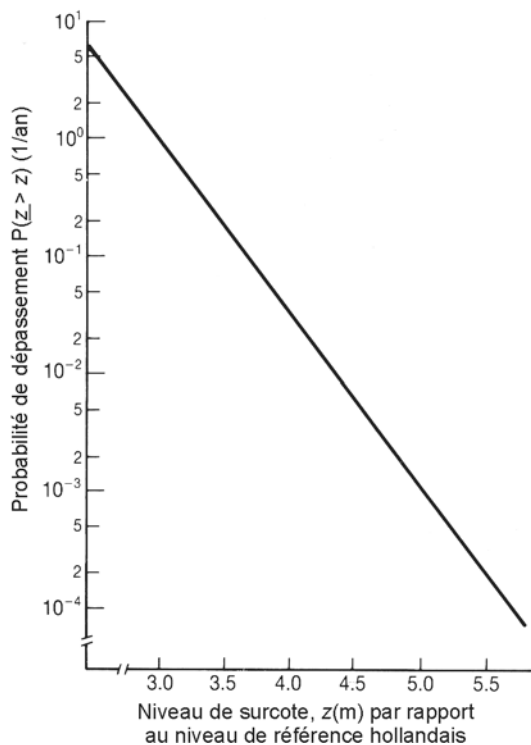
**Tableau 4.4** Exemple de contributions au niveau d'eau de dimensionnement d'une période de retour de 100 ans à un site donné

Élément	Contribution au niveau de l'eau de dimensionnement (m)		
	$h = 15 \text{ m}^*$	$h = 10 \text{ m}^*$	$h = 5 \text{ m}^*$
Marée astronomique	1.3	1.3	1.3
Variation saisonnière	0.10	0.10	0.10
Surélévation due au vent / surcote	0.20	0.25	0.30
Surélévation due à la houle	-0.03	0.03	0.10
Pression barométrique	0.20	0.20	0.20
Seiches et ondes longues	–	–	–
Élévation globale du niveau de la mer	0.25	0.25	0.25
<b>Total</b>	2.02	2.13	2.25

**Note :** \*)  $h$  = hauteur d'eau ; le site se situe sur un littoral de faible pente et de profondeur limitée.



Après avoir déterminé la distribution de probabilité des niveaux d'eau, on peut se servir d'une optimisation économique afin de sélectionner le niveau extrême de dimensionnement et le risque correspondant.



**Figure 4.17**

*Exemple de courbe de dépassement ajustée pour les niveaux d'eau (surcote) dans le cas d'un emplacement sur la côte néerlandaise.*

Une fois que les courbes de dépassement sont déterminées pour toutes les composantes du niveau d'eau, l'étape suivante consiste à calculer le niveau d'eau (de dimensionnement) associé. La fréquence de dépassement dépend des fréquences de dépassement des composantes. Dans le pire des cas, lorsque toutes les composantes sont complètement dépendantes, elles se produisent simultanément et le niveau de dimensionnement est simplement obtenu à partir de la somme de toutes les composantes correspondant à une fréquence donnée. La sévérité du niveau de dimensionnement – eu égard à ce cas de figure catastrophique – peut être atténuée par le degré de corrélation mutuelle entre les composantes du niveau d'eau. L'analyse des processus physiques sous-jacents peut permettre d'évaluer les dépendances éventuelles et d'effectuer une analyse des probabilités combinées (voir la Section 4.2.5), afin d'obtenir une courbe de dépassement pour la hauteur d'eau totale.

Si l'on considère à présent le problème fréquent d'une hauteur d'eau de dimensionnement résultant de la combinaison de la marée et des surcotes, il est possible d'avoir recours à deux approches :

### (1) Séparation des marées et des surcotes

L'élévation liée à la marée est un mouvement purement déterministe qui peut être prédit avec précision (voir la Section 4.2.2.2), c'est pourquoi une première approche consiste à séparer, dans les niveaux des hautes eaux mesurés, la composante liée à la marée et la composante liée à la surcote (définie comme étant la différence entre la mesure du niveau de la mer et la prévision du niveau de la marée). Dans le cas du niveau lié à la marée, la courbe de dépassement est en principe connue avec une grande précision, grâce aux caractéristiques déterministes de la marée astronomique. La courbe de dépassement de la surcote est obtenue en appliquant aux données des surcotes une distribution statistique standard (voir l'Encadré 4.10 et la Figure 4.17). L'Équation 4.25 établie par Simon (1994) donne la probabilité que la hauteur de pleine mer ( $PM$ ) dépasse une valeur  $Z^*$  donnée.

$$P(Z^*) = P(\underline{PM} \geq Z^*) = \int_{Z_{\min}}^{Z_{\max}} p(z) S(Z^* - z) dz \quad (4.25)$$

où  $z$  = hauteur de pleine mer, comprise entre les valeurs minimales et maximales (connues)  $Z_{min}$  et  $Z_{max}$  respectivement;  $p(z) dz$  = probabilité que la hauteur de pleine mer soient comprises entre  $z$  et  $z + dz$ ;  $S(x)$  = probabilité d'observation d'une surcote supérieure à  $x$ , soit  $S(x) = P(\text{surcote} \geq x)$ .

Étant donné qu'il y a en moyenne 705.8 pleines mers par an, la période de retour de la hauteur d'eau,  $T_R(Z^*)$  (années), de pleine mer est donnée par l'Équation 4.26.

$$T_R(Z^*) = \frac{1}{705.8 P(Z^*)} \quad (4.26)$$

## (2) Statistiques sur le niveau d'eau total mesuré

On ne dispose en général que de données très limitées sur les effets des composantes, prises séparément, qui entraînent des niveaux d'eau extrêmes. Dans ce cas, on peut adopter l'approche empirique simple qu'est la méthode d'analyse des niveaux d'eau extrêmes annuels. Les données nécessaires sont souvent facilement disponibles auprès de sources nationales, portuaires locales et dans les publications existantes (p. ex. Graff, 1981 ou Blackman, 1985). La méthode invite simplement à appliquer aux données de niveau d'eau extrême annuel une distribution à long terme adéquate (voir l'Encadré 4.10, Gumbel est recommandé pour les niveaux d'eau). Cette méthode est limitée par sa sensibilité aux observations extrêmes et par la longueur des enregistrements, mais l'approche globale est justifiée par le fait que la corrélation entre la marée astronomique et la surcote météorologique est très faible dans la pratique.

Il suffit généralement de travailler à partir des niveaux d'eau extrêmes dont les valeurs – fiables – sont publiées et de les convertir pour le site auquel on s'intéresse. Les incertitudes liées à cette façon de calculer les niveaux d'eau extrêmes sont généralement faibles par rapport aux incertitudes associées à la prévision des conditions de houle extrêmes et à l'analyse de leur corrélation avec les niveaux d'eau extrêmes. Parmi les exemples de données et de tableaux disponibles relatifs aux niveaux d'eau extrêmes, on peut citer:

- **Royaume-Uni**: de nombreuses données de niveaux d'eau autour du Royaume-Uni ont été analysées (Graff, 1981; Coles et Tawn, 1990; POL, 1995) dans le but de prédire les niveaux d'eau extrêmes à 50 emplacements donnés environ. POL (1997) va un peu plus loin en déduisant les niveaux d'eau extrêmes à des intervalles d'environ 35 km autour du Royaume-Uni, en tenant compte de la corrélation entre les marées et les surcotes au niveau de chaque marégraphe de classe A et de la corrélation spatiale entre marégraphes voisins, en combinant une analyse statistique et une modélisation numérique des marées;
- **France**: le Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM) a également publié les niveaux d'eau extrêmes à prendre en compte pour le dimensionnement, dont les périodes de retour varient de 1 à 100 ans, le long des côtes de l'Atlantique, de la Manche et de la Mer du Nord (Simon, 1994).

Parfois, on ne dispose que de très peu de données sur les niveaux d'eau du site auquel on s'intéresse, mais il existe des données concernant des sites voisins ou comparables. Les techniques de corrélation, d'interpolation et d'extrapolation sont un moyen utile pour convertir les données existantes provenant de sites voisins afin de les utiliser pour le site auquel on s'intéresse (voir l'Encadré 4.2). Bien que ces méthodes puissent permettre de gagner du temps et de faire des économies, il faut les appliquer avec précaution, en particulier autour des traits de côte convexes. L'effet des vents, les forts courants et les différences dans la surélévation due à la houle invalident le recours à ces méthodes. Les facteurs de corrélation entre les sites peuvent être calculés ou vérifiés à partir d'un nombre limité de mesures simultanées, à la fois sur le site constituant la principale source de données et sur les sites considérés. L'utilisation de ces corrélations avec le niveau d'eau, qui sont au-delà du domaine du vérifiable, peut engendrer des données de dimensionnement erronées.

**Encadré 4.2** *Méthode simple de corrélation des niveaux d'eau extrêmes*

Pour calculer une première estimation d'une distribution de probabilité de niveaux d'eau extrêmes, sur un site pour lequel on ne dispose que d'informations basiques sur la marée astronomique, une méthode consiste à corréler ce site à un autre site voisin pour lequel on dispose à la fois des données relatives à la marée et des prévisions de niveaux d'eau extrêmes. On obtient la corrélation en supposant (Graff, 1981) que le rapport donné dans l'Equation 4.27 est le même pour les deux sites :

$$\frac{\text{Niveau extrême} - \text{Pleine mer de marée de vive-eau moyenne}}{\text{Marnage de vive-eau}} \quad (4.27)$$

Lorsque les informations sont disponibles et appropriées, il est possible d'obtenir une estimation légèrement plus précise en remplaçant le marnage de vive-eau dans le rapport ci-dessus par la somme des composantes principales de la marée semi-diurne  $M_2 + S_2$  (voir la Section 4.2.2.2 pour les définitions).

**4.2.3 Courants marins et estuariens****4.2.3.1 Généralités**

Bien que, en environnement maritime, l'action maximale soit généralement imputable à la houle (voir la Section 4.2.4), il ne faut pas négliger les courants lors du dimensionnement des ouvrages en enrochement. Ceci s'applique tout particulièrement aux estuaires, où la dynamique maritime se superpose et s'associe à la dynamique fluviale (voir la Section 4.2.3.2). En milieu fluvial, les courants sont souvent l'action dominante: la Section 4.3 traite de l'hydraulique fluviale de manière extensive, en particulier la Section 4.3.2 qui porte sur les débits et courants en rivière. La présente section s'intéresse plus particulièrement aux milieux marins et estuariens.

Selon qu'un ouvrage est conçu pour un environnement marin, fluvial ou estuarien, les courants ont des origines, des forces, des échelles temporelles et des caractéristiques statistiques différentes. Le long de la côte et dans les estuaires, la plupart des courants sont liés à la marée, tandis que dans les rivières, le facteur dominant est le débit. Pour le dimensionnement en milieu marin, toutefois, il faut parfois tenir compte des courants induits par le vent et par la houle.

Le dimensionnement structurel (stabilité des enrochements), la construction et le transport (ancrage nécessaire, vitesse possible des navires) sont des exemples de situations qui exigent une connaissance des courants. De manière plus indirecte, les courants sont susceptibles d'affecter un ouvrage à cause de l'érosion des fonds meubles.

Le calcul des conditions d'écoulement est basé sur le principe de conservation de la masse et la quantité de mouvement. La plupart des problèmes peuvent être résolus en associant les lois de conservation (ou une version simplifiée de ces principes) à un ensemble de conditions aux limites et à des paramètres déterminés de manière expérimentale. Les équations de base et leurs simplifications sont disponibles dans les ouvrages spécialisés (Bonnefille, 1992). On distingue deux situations d'applications pratiques en milieu marin et estuarien :

- une zone horizontale à deux dimensions – il s'agit du cas général;
- un cas tridimensionnel.

Les équations simplifiées sont présentées dans les sections suivantes, avec pour objectif de prédire les conditions d'écoulement.

**4.2.3.2 Composantes des courants marins et estuariens**

La réponse des enrochements et des sédiments grossiers aux courants est analysée à la Section 5.2.3. Les principales sources et les principaux types de courants en milieux marins et estuariens sont (voir le logigramme de la Figure 4.6) :

- les courants de marée;
- les courants induits par le vent;

- les courants de densité;
- les courants induits par la houle (p. ex. courants le long du littoral);
- les courants de circulation océanique (dus à l'effet Coriolis induit par la rotation de la Terre);
- les courants des rivières.

Dans la plupart des cas, les courants de marée sont les plus significatifs et sont souvent les seuls pris en compte dans le processus de dimensionnement. Les courants induits par le vent et par la houle peuvent résulter de différences locales de surélévation du niveau de l'eau due au vent et/ou à la houle (voir la Section 4.2.1 et les Figures 4.11 et 4.12). Les courants peuvent être décrits sur une échelle temporelle donnée par une magnitude, une direction et une variabilité due aux effets de l'espace et de la turbulence, moyennées sur le temps. Il est de plus possible que les vitesses des courants varient verticalement, sur l'ensemble de la hauteur d'eau.

Hormis pour les courants de densité et induits par le vent, la distribution verticale des vitesses peut souvent être décrite à l'aide d'une fonction logarithmique (voir la Section 4.2.4.3). Les effets du vent, de la houle et de la turbulence sur la structure du courant sont également abordés à la Section 4.3.2.4 et ils ne sont pas répétés ici.

Il est possible d'obtenir des données relatives aux vitesses des courants marins et estuariens grâce à des mesures directes ou à des modèles numériques (voir la Section 4.2.3.4), bien que dans ce dernier cas, il faille encore peut-être des mesures pour donner des conditions aux limites (p. ex. hauteurs d'eau). Il est également possible d'obtenir des données relatives aux courants à des fins de dimensionnement préliminaire, à partir des sources listées ci-dessous.

#### **Cartes et tableaux des courants maritimes**

Dans de nombreux pays, les autorités côtières ou portuaires ou encore l'Amirauté peuvent fournir des tableaux et des graphiques des vitesses des courants de surface, observées à proximité des principales voies de navigation, ports, embouchures et estuaires. Elles sont utiles, du moment que l'on reconnaît que les vitesses de surface peuvent, dans le cas des courants induits par le vent et de densité, être très différentes des courants près du fond.

Parmi les sources de données, on compte les Amirautés britannique et américaine, qui détiennent des données sur les courants de surface dans de nombreuses zones maritimes stratégiques du monde entier. En France, le Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM) fournit à la fois les vitesses des courants de marée mesurées à différents endroits et les cartes des courants de marée produits à l'aide d'un modèle numérique avancé. Les activités maritimes et offshore nécessitent aussi souvent des mesures des courants (entre autres), mais ces données peuvent relever du domaine privé et être difficiles à obtenir.

#### **Corrélation et transformation**

Lorsque l'on dispose de données de courant dans un ou plusieurs sites voisins, les courants du site auquel on s'intéresse peuvent être estimés grâce à une corrélation, une interpolation ou une extrapolation. Néanmoins, on ne peut supposer une corrélation plus ou moins fiable entre des sites voisins que pour les courants induits par la marée ou par le vent. Les sites à corrélérer doivent présenter de bonnes similitudes en matière de géographie (alignement du littoral, exposition au vent et à la houle, localisation par rapport aux embouchures, baies, digues) et de bathymétrie (lignes du fond). Les facteurs de corrélation pour un ou plusieurs autres sites peuvent être calculés à partir d'un nombre limité de mesures simultanées effectuées à la fois sur le site et sur les sites corrélés.

#### **Modèles analytiques**

Peu de types de courants peuvent être décrits avec des expressions analytiques. Lorsque ce type de calcul est possible, on trouve des solutions aux équations principales pour l'énergie cinétique

et la continuité en procédant à des simplifications géométriques et/ou en négligeant des termes dans l'équation. Même lorsque de telles solutions sont disponibles, il est souvent nécessaire de disposer de données d'entrée empiriques. Parmi les exemples de possibilités en matière de solution analytique, on peut citer :

- le courant de marée à l'entrée d'un bassin portuaire ou d'un estuaire. Si la géométrie permet une schématisation par une forme rectangulaire simple, il est possible d'utiliser l'équation de conservation de la masse (basée uniquement sur la continuité) pour lier la vitesse du courant aux niveaux (connus) de l'eau, à la largeur et à la longueur du bassin (voir la Section 4.2.3.3 pour des exemples d'application);
- les courants littoraux et les courants de densité peuvent se prêter à une approche analytique, mais rarement sans support empirique (p. ex. Bowen, 1969 et Brocard et Harleman, 1980).

#### 4.2.3.3 **Conditions d'écoulement estuarien, incluant le modèle de conservation de la masse et les courants de densité**

Dans les embouchures de rivière et dans les estuaires, les débits fluviaux et la marée déterminent les conditions hydrauliques. Dans certains cas, les vagues induites par le vent peuvent également avoir une influence sur le mouvement de l'eau. Dans les estuaires larges et en forme d'entonnoir, l'écoulement est bidimensionnel bien que la principale caractéristique du cours d'eau soit encore formée par un réseau distinct de chenaux, de vasières et de berges. Les différences de densité peuvent également jouer un rôle. Cette section s'intéresse à un modèle de conservation de la masse et à l'interaction entre la marée et l'écoulement de la rivière, tandis que les interactions hydrauliques avec les barrages de fermeture sont abordées à la Section 5.1.2.3.

##### **Types d'estuaires et de débouchés en mer**

D'un point de vue pratique, il est possible de distinguer différents types d'estuaires: estuaires courts et longs, fleuves à marées et débouchés en mer.

- ***Estuaire court***

La longueur de l'estuaire est petite (moins de 10 à 15 %) par rapport à la longueur de l'onde de marée, qui est de l'ordre de 200 à 1000 km, selon la profondeur de l'eau et la période de la marée (p. ex. diurne ou semi-diurne). La surface de l'eau dans l'estuaire s'élève et s'abaisse en fonction de la marée au large et des caractéristiques de l'estuaire, mais elle reste pratiquement horizontale tout le temps. Des modèles analytiques de l'hydrodynamique d'un estuaire ont été publiés (p. ex. Friedrichs et Aubrey, 1994 et Savenije, 1998).

- ***Estuaire long***

L'onde de marée se propage dans l'estuaire et se réfléchit contre sa limite amont. Selon la longueur de l'estuaire, la marée peut être amplifiée de manière considérable du fait du phénomène de réflexion. Les flux d'eau douce sont généralement d'une importance mineure.

- ***Fleuve à marées***

C'est un cours d'eau long et relativement étroit, dans lequel la pénétration de la marée est principalement déterminée par la pente du lit et par le débit en amont. Si l'embouchure du fleuve est en forme d'entonnoir, le phénomène de réflexion peut également être important.

- ***Débouché en mer***

En plus de ces types d'estuaires, le cas des débouchés en mer est souvent intéressant. Mehta et Joshi (1986) ont mis au point un modèle simple de l'hydrodynamique des débouchés en mer dans le cas d'une marée sinusoïdale. Leurs figures 2 à 5 peuvent servir pour des applications pratiques.

Le mouvement de l'eau dans un estuaire obéit à des lois physiques (voir la Section 4.2.3.1) et est régi par un ensemble de conditions aux limites :

- la marée à la limite côté mer ;
- la géométrie de l'estuaire ;
- le débit en amont.

Dans le cas du mouvement de la marée, les lois physiques se réduisent à ce que l'on appelle les équations d'ondes longues, qui reposent sur l'hypothèse que les vitesses et accélérations verticales sont négligeables. Selon le type d'estuaire, les équations d'ondes longues peuvent être encore plus simplifiées.

**Conservation de la masse d'eau pour les barrages de fermeture d'estuaires**

Lors de la construction d'un barrage de fermeture en estuaire, la résistance hydraulique change au cours de la phase de construction, ce qui affecte les vitesses d'écoulement et le niveau des eaux dans l'estuaire. Le débit, la hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement maximale peuvent être estimés à l'aide d'un modèle de conservation de la masse sous réserve que la longueur de l'estuaire,  $L_b$ , soit faible par rapport à la longueur d'onde de la marée,  $L$ , (voir l'Équation 4.28).

$$L_b / L < 0.05 \tag{4.28}$$

**Cas 1. Seuil.** Tant qu'il n'y a aucun rétrécissement notable dans l'embouchure de l'estuaire, c'est-à-dire lorsque  $b/h_0$  est suffisamment important (voir le croquis explicatif de la Figure 4.18), le débit,  $Q$  ( $m^3/s$ ), à travers l'entrée, dû à la marée à l'intérieur du bassin, peut être déterminé à l'aide de l'Équation 4.29 :

$$Q(t) = B L_b \frac{dh}{dt} \tag{4.29}$$

où  $Q(t)$  = débit de la marée ( $m^3/s$ ) et  $h$  = hauteur d'eau dans l'estuaire ou dans le bassin (m).

Dans le cas d'une marée sinusoïdale d'amplitude,  $\hat{h}$ , l'Équation 4.29 devient l'Équation 4.30 :

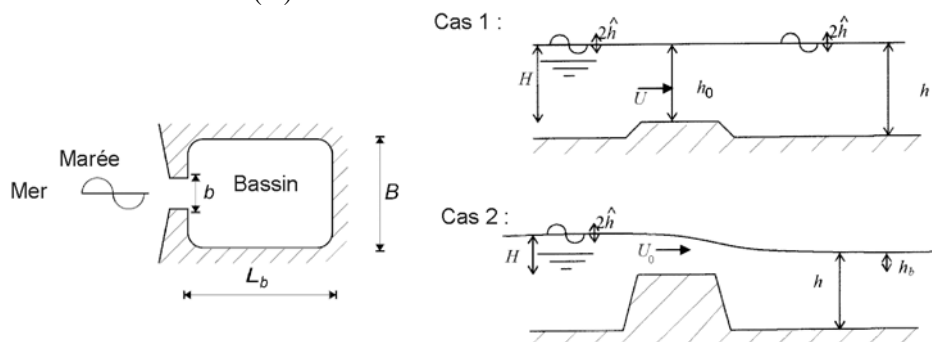
$$Q(t) = \frac{2\pi}{T} B L_b \hat{h} \sin\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \tag{4.30}$$

où, en dehors des définitions données à la Figure 4.18,  $\hat{h}$  = amplitude de la marée (1/2 marnage) dans l'estuaire (m),  $t$  = instant après le début de la marée (s),  $T$  = période de la marée (s).

La vitesse du courant moyennée sur la section,  $U$  (m/s), au niveau de l'embouchure de l'estuaire peut être évaluée à l'aide de l'Équation 4.31.

$$U = \frac{Q}{b h_0} \tag{4.31}$$

où  $h_0$  = hauteur d'eau dans la passe (m) qui varie avec la marée comme  $h$  et  $b$  = largeur de l'embouchure de l'estuaire (m).



**Figure 4.18** Croquis explicatif d'un modèle de conservation de la masse

**Cas 2. Fermeture verticale.** Lorsque le barrage de fermeture forme un rétrécissement vertical notable, le débit de la marée à travers l'embouchure commence à diminuer et la vitesse d'écoulement moyenne dans la passe de fermeture,  $U_0$ , dépend des hauteurs d'eau  $h$  et  $H$ , à l'intérieur et à l'extérieur du bassin, respectivement. Lorsque l'écoulement se produit dans le bassin, une première estimation de  $U_0$  peut être déterminée à l'aide de l'Équation 4.32:

$$U_0 = \sqrt{2g(H - h_b)} \quad (4.32)$$

où  $H$  = hauteur d'eau côté mer au-dessus de la crête du barrage (m) et  $h_b$  = hauteur d'eau dans le bassin au-dessus de la crête du barrage (m).

La Section 5.1.2.3 propose une analyse supplémentaire du débit et de la vitesse à travers la passe, avec introduction des coefficients de débit dans le but d'accroître la précision. Un modèle simple de calcul de la hauteur d'eau de réponse dans le bassin,  $h$  (la marée côté mer  $H(t)$  étant donnée comme condition limite) est basé sur l'Équation 4.33 qui résulte de la combinaison des Équations 4.29, 4.31 et 4.32:

$$B L_b \frac{dh}{dt} = h_0 b \sqrt{2g(H - h_b)} + Q_{rivière} \quad (4.33)$$

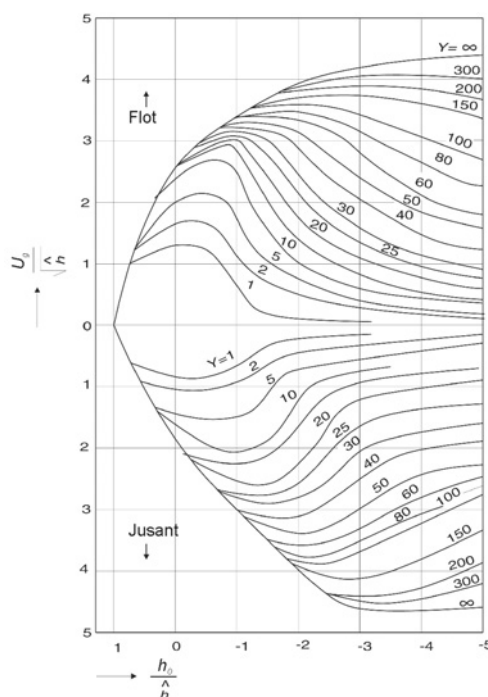
où  $Q_{rivière}$  = débit de la rivière s'écoulant dans le bassin ( $m^3/s$ ) dans le cas échéant,  $h_0$  = hauteur d'eau au-dessus du barrage (m) (voir la Section 5.1.2.2) et  $H$ ,  $h_b$  et  $b$  sont définis conformément à la Figure 4.18.

**Fermeture mixte.** En supposant une marée sinusoïdale en mer et  $Q_{rivière} = 0$  m/s, la vitesse d'écoulement maximale dans la passe de fermeture pendant la marée,  $U_g$  ou  $U_0$  peuvent être déterminées à l'aide de l'abaque de dimensionnement donné à la Figure 4.19. La Figure 4.19 correspond au tracé de  $U_g / \sqrt{\hat{h}}$ , qui est une quantité adimensionnelle.  $U_g$  est exprimée en m/s et  $\hat{h}$  en m. Dans cet abaque  $Y$  est le paramètre d'entrée; sa valeur doit être calculée à l'aide de l'Équation 4.34:

$$Y = 0.001 \frac{T_{M_2}}{T} \frac{B L_b}{b / \sqrt{\hat{h}}} \quad (4.34)$$

où  $T$  = période de la marée (s) et  $T_{M_2}$  = période de la marée semi-diurne (= 44 700 s).

Cette méthode n'est pas valable pour les petites passes de fermeture. Si la largeur de la passe est inférieure à environ 20 % de la largeur d'origine, il est recommandé d'avoir recours à des modèles mathématiques plus sophistiqués.



**Figure 4.19**  
Abaque de dimensionnement pour la vitesse maximale



### Interaction de la marée et du débit de la rivière

Dans le cas d'un débit dû à la combinaison d'une marée horizontale locale,  $Q_{marée}(x)$ , et du débit de la rivière,  $Q_{rivière}$ , la marée horizontale ou le débit  $Q(x)$  qui en résulte, dans une section située à une distance  $x$  de l'entrée de l'estuaire vers l'intérieur, peut être déterminé(e) grâce à l'Équation 4.35 :

$$Q(x) = Q_{rivière} - Q_{marée}(x) \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (4.35)$$

$Q_{marée}(x)$  est l'amplitude locale de la marée purement horizontale, dont la valeur varie le long de l'estuaire. On distingue les cas suivants (voir la Figure 4.20) :

- $Q_{marée}(x) \gg Q_{rivière}$  entrée de l'estuaire ;
- $Q_{marée}(x) > Q_{rivière}$  section avec écoulement bidirectionnel ;
- $Q_{marée}(x) < Q_{rivière}$  section avec écoulement unidirectionnel ;
- $Q_{marée}(x) = 0$  section de rivière.

En règle générale, le débit de la rivière,  $Q_{rivière}$ , varie dans le temps (voir les Sections 4.3.1 et 4.3.3). Lorsque  $Q_{rivière}$  augmente,  $Q_{jusant}$  au cours de la marée descendante augmente et  $Q_{flot}$  au cours de la marée montante diminue. En outre, la durée de l'écoulement de la marée descendante augmente et celle de la marée montante diminue. Lorsque le débit de la rivière est inférieur, la longueur de pénétration de la marée est plus importante et l'amplitude de la marée à un emplacement donné est plus grande.

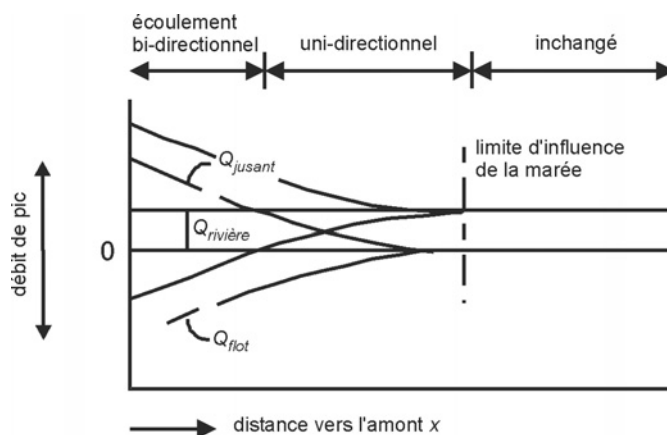


Figure 4.20 Débit de la marée et débit de la rivière

### Courants de densité

Les composantes de l'écoulement induites par la densité peuvent se produire à cause de variations de densité des fluides dues à la salinité (et/ou à la température). La salinité de l'eau de mer est d'environ 30 parties par million et varie légèrement (environ 5 ppm) d'un endroit à l'autre. Pour le calcul des vitesses d'écoulement induites par la densité, on peut se référer aux modèles mathématiques disponibles (voir les Sections 4.2.3.4 et 4.3.5.2).

La Figure 4.21 montre des exemples de profils de vitesses en présence d'un débit d'une rivière dans un estuaire hautement stratifié et dans un estuaire bien mélangé. Un estuaire hautement stratifié est caractérisé par un coin salé, couche inférieure salée qui provient de la mer (avec de faibles vitesses de marée et donc un faible mélange vertical) et par une couche supérieure composée d'eau douce qui provient de la rivière. Dans le cas d'un estuaire bien mélangé, la densité est constante sur la profondeur mais varie, dans le sens longitudinal, de la valeur caractéristique de l'eau de mer à la valeur caractéristique de l'eau douce. On peut déterminer si un estuaire est bien mélangé ou hautement stratifié à l'aide de deux paramètres de stratification : le **rapport des volumes**,  $V$  (voir l'Équation 4.36), rapport entre le volume d'écoulement de la rivière et le volume oscillant et le **nombre d'estuaire**,  $E$  (voir l'Équation 4.37).

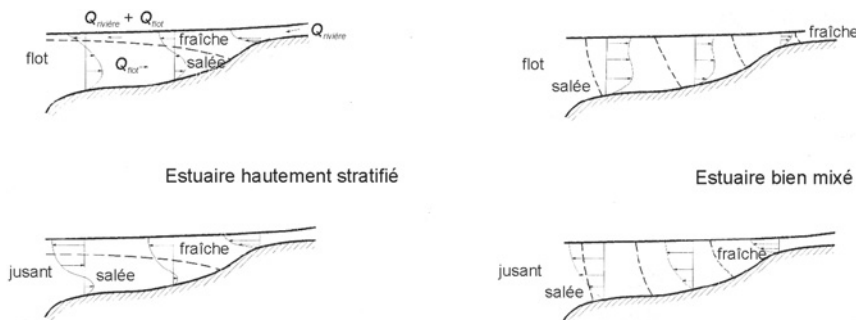
$$V = Q_{rivière} T / V_f \tag{4.36}$$

$$E = Fr^2 / \alpha \tag{4.37}$$

où

- $Q_{rivière}$  = débit de la rivière (m<sup>3</sup>/s);
- $T$  = durée du cycle de marée (s);
- $V_f$  = volume d'eau de mer entrant dans l'estuaire pendant la marée montante (m<sup>3</sup>);
- $Fr$  = nombre de Froude à l'embouchure =  $U_{max} / \sqrt{g h}$  (-);
- $U_{max}$  = vitesse maximale à l'entrée pendant un cycle de marée (m/s);
- $\alpha$  = facteur correcteur (-).

Les critères de stratification sont présentés au Tableau 4.5.



**Figure 4.21** Variations de la densité et profils de vitesses dans un estuaire stratifié et dans un estuaire mélangé

**Tableau 4.5** Critères de stratification pour les estuaires

Taux de stratification	Rapport des volumes $V$	Nombre d'estuaires $E$
Fortement stratifié	$V > 1.0$	$E < 0.005$
Partiellement stratifié	$0.1 < V < 1.0$	$0.005 < E < 0.2$
Bien mélangé	$V < 0.1$	$E > 0.2$

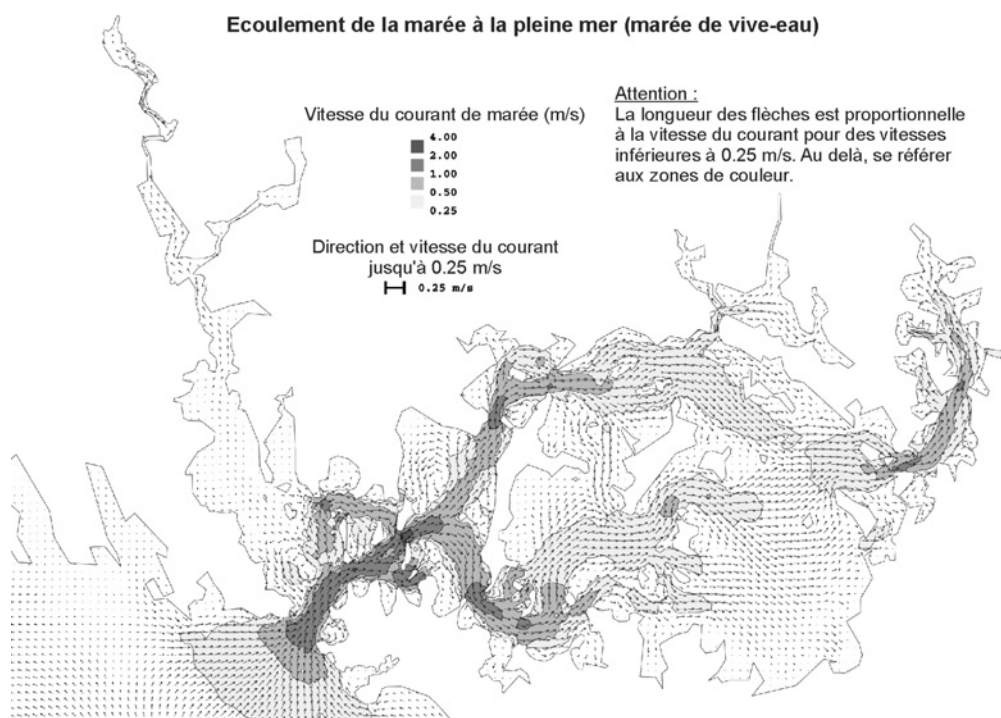
#### 4.2.3.4 Modélisation numérique des courants marins et estuariens

La modélisation des niveaux d'eau est analysée en détail à la Section 4.3.5. Les modèles numériques actuels sont la plupart du temps utilisés pour obtenir les conditions de courant en milieu marin et estuarien; la modélisation physique est rarement utilisée dans ce but.

Lorsque le phénomène dominant est celui des marées, on utilise des modèles 2DH qui découlent de l'intégration verticale des équations d'ondes longues (également appelées **équations de Saint-Venant**). On peut citer, entre autres, les modèles ADCIRC, DELFT-3D, MIKE-21, TELEMAC-2D. La Figure 4.22 présente un exemple de simulation. Ces modèles reposent sur des maillages de calcul structurés ou non-structurés et utilisent la méthode des différences finies, des volumes finis ou des éléments finis pour résoudre les équations d'écoulement relatives à la masse et à la quantité de mouvement. La modélisation des zones marnantes figure généralement dans ces modèles, de même que les effets de la contrainte du vent à la surface libre et que le gradient de pression atmosphérique. Ces modèles peuvent être associés à des modèles de houle pour calculer la surélévation due à la houle et les courants induits par la houle dans la zone de déferlement.

Dans le cas des estuaires, lorsque les effets de la densité et / ou de la salinité sont sensibles, on utilise souvent des modèles en 3D afin d'obtenir une description correcte de l'hydrodynamique. Ces modèles résolvent l'équation de Navier-Stokes avec une surface libre sur un maillage tridimensionnel (p. ex. DELFT-3D, MIKE-3, TELEMAC-3D, entre autres).

Dans les deux cas, il convient d'imposer des conditions aux limites convenables (hauteur d'eau et / ou profil de vitesses ou débit), de même que les conditions de forçage sur le domaine, le cas échéant (champ de vent, pression atmosphérique). La modélisation de la rugosité du fond est souvent sensible dans ce type de calculs et elle exige que l'on y fasse attention au cours de la construction et du calibrage du modèle. Il est également important de comparer les résultats numériques aux mesures pour plusieurs types de conditions afin de valider le modèle avant son utilisation.



**Figure 4.22** Exemple de champ de courants de marée déterminé à l'aide d'un modèle d'écoulement en 2DH (Golfe du Morbihan, Bretagne)

#### 4.2.4 Mer de vent et houle océanique

Les principales actions exercées par la houle sur les ouvrages maritimes peuvent être subdivisées en forces dynamiques (pressions de courte durée), forces de traînée (pression plus cisaillement) et forces d'inertie. Dans le processus de dimensionnement, ces forces doivent être schématisées et décrites en fonction des paramètres de houle. Cette section donne des définitions importantes, des résultats théoriques et des relations pratiques liées à la houle, afin de déterminer les conditions de dimensionnement pour un ouvrage exposé à la houle.

**NOTE :** cette section ne cherche pas à donner un texte complet sur la houle. D'autres informations sont disponibles dans les guides de référence (tels que Dean et Dalrymple, 1991, 2004; Goda, 2000; Tucker et Pitt, 2001; etc.).

##### 4.2.4.1 Définitions générales liées à la houle, aux états de mer et au climat de houle

Cette section traite des ondes de gravité qui se propagent à la surface d'un plan d'eau (océans, mers, lacs, rivières, etc.), engendrées par l'action du vent au niveau de la surface libre. Ceci couvre les ondes avec des périodes typiques comprises entre 2 et 30 s. On fait habituellement la distinction entre la mer de vent et la houle océanique :

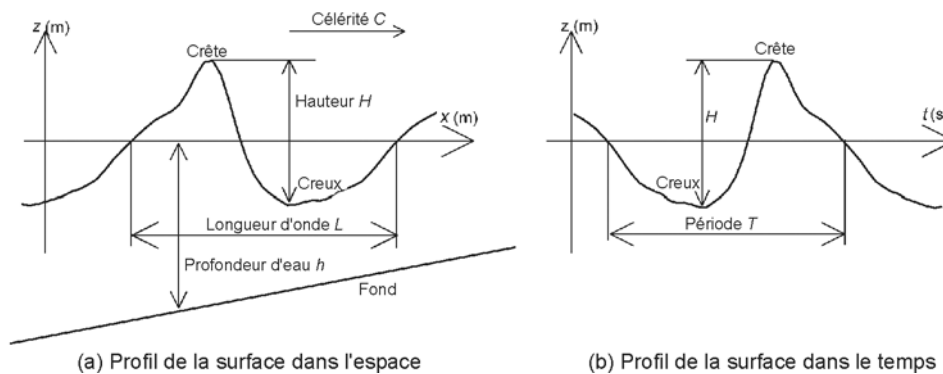
- **mer de vent :** ces vagues sont observées dans la zone où elles sont produites sous l'action du vent. Les mers de vent sont caractérisées par des périodes courtes (2 à 10 s habituellement) et elles donnent un aspect irrégulier à la surface de la mer ;
- **houle océanique :** ces vagues sont produites loin de la zone où elles sont observées et le vent local n'a que peu d'effet. La houle océanique présente un motif plus régulier que la mer de vent, avec des périodes plus longues (10 à 30 s).

### Échelles temporelles liées à la houle

Les états de mer peuvent être analysés et examinés à différentes échelles temporelles.

- **Vague individuelle**

L'échelle de temps classique est de l'ordre d'une période de houle, par exemple 10 s. Il existe différentes manières de séparer les vagues individuelles dans un enregistrement de houle (série chronologique d'élévations de la surface de la mer habituellement échantillonnée à la fréquence de 2 Hz sur une durée de 20 mn à 1 h). La Figure 4.23 représente schématiquement les formes d'une telle vague prise isolément à la fois dans l'espace (à gauche) et dans le temps (à droite). Il est à noter que les profils temporel et spatial de la vague sont symétriques par rapport à l'axe vertical, étant donné que l'axe des  $x$  a été choisi dans le sens de propagation de la houle. La **hauteur de la vague**,  $H$ , est définie comme la différence entre l'élévation maximale et l'élévation minimale de la surface de la mer (hauteur de la vague entre la crête et le creux) sur toute la durée de la vague. Cette durée est appelée **période**,  $T$ , dans le domaine temporel et **longueur d'onde**,  $L$ , dans le domaine spatial. Il est rare de concevoir une digue en enrochement en se basant sur une vague individuelle (ce que l'on appelle une **vague maximale**). Cette approche de dimensionnement est plus fréquemment employée pour le dimensionnement de digues verticales et d'ouvrages offshore en eau profonde, tels que des plates-formes pétrolières ou gazières, des fondations pour les éoliennes.



**Figure 4.23** Schéma explicatif des paramètres d'une vague individuelle

- **État de mer**

Ceci correspond à une période sur laquelle les vagues individuelles successives, bien que différentes les unes des autres, peuvent être considérées comme résultant d'un même processus aléatoire, de telle sorte qu'elles aient les mêmes propriétés moyennes d'un point de vue statistique. Pour cette raison, les conditions physiques (telles que la vitesse et la direction du vent et la hauteur d'eau) sont supposées constantes sur la durée de l'état de mer (échelle temporelle habituelle de l'ordre de 3 heures, soit 300 à 500 vagues). Les hauteurs et périodes de la houle caractéristiques d'un état de mer peuvent être obtenues grâce à une approche statistique (ou vague par vague, voir la Section 4.2.4.4) ou par une approche spectrale (voir la Section 4.2.4.5). Le dimensionnement de digues en enrochement est principalement basé sur ce type de valeurs caractéristiques des états de mer (comme la hauteur significative de la houle,  $H_s$ , la période moyenne,  $T_m$ ), représentatives de conditions extrêmes (voir ci-dessous).

- **Événement tempête**

Une tempête peut être décrite comme plusieurs états de mer, incluant la phase montante, la phase maximale et la phase descendante. Dans les sites sous influence de la marée, l'état de mer classique ne dure souvent que 2 à 3 heures, mais sans les effets de la marée, il peut durer 6 heures ou plus selon l'évolution dans le temps du régime des vents (échelle de temps classique de l'ordre de 12 h à 1 jour). Au cours du processus de dimensionnement d'une digue, il est important de bien tenir compte de la durée réelle de la tempête (en particulier à cause de l'effet des marées) sur le site auquel on s'intéresse, pour déterminer la séquence des états de mer (nombre, caractéristiques et durée des états de mer successifs) à tester en particulier dans un modèle physique.

- *Climat d'agitation à court terme (ou fréquent)*

On obtient un climat d'agitation à court terme (ou fréquent) en étudiant les caractéristiques des états de mer sur une période de une à deux années à partir d'une approche statistique (échelle de temps classique de l'ordre d'un an). Cela permet d'obtenir la répartition des hauteurs, périodes et directions de la houle etc. et la corrélation entre ces paramètres deux par deux (voir la Section 4.2.4.8). Le climat de la houle à court terme utilise également une rose des états de mer, comparable à la rose des vents. Il est également possible d'étudier et de quantifier les effets saisonniers en limitant l'analyse des mesures de la houle à l'hiver, par exemple. Le climat d'agitation à court terme donne des informations sur l'opérabilité des équipements flottants et des hauteurs de crête des chemins d'accès à l'ouvrage temporaires, le cas échéant. Il donne généralement des informations intéressantes sur les directions d'incidence de la houle, à associer avec des hauteurs et des périodes données de la houle pour la définition des conditions de dimensionnement.

- *Climat de la houle à long terme (ou extrême)*

Il donne la distribution et la probabilité d'occurrence des états de mer extrêmes (tempêtes). La fonction de distribution des extrêmes est différente de celles que l'on utilise pour le climat d'agitation à court terme. Elle doit reposer sur un ensemble de données d'une durée suffisante (habituellement entre 5 et 10 ans), contenant un nombre de tempêtes suffisant, de telle sorte que les hauteurs de houle extrêmes ayant une probabilité d'occurrence très faible puissent être estimées par extrapolation statistique (voir la Section 4.2.4.9). Le climat extrême de la houle sert au dimensionnement fonctionnel (réponse hydraulique) et au dimensionnement structurel (stabilité) de l'ouvrage. Les périodes de retour classiques de la houle dans les conditions de dimensionnement sont comprises entre 30 et 100 ans – ou plus – selon la durée de vie et les exigences de l'ouvrage en matière de performance (voir la Section 2.3).

#### 4.2.4.2 Représentation de la houle régulière/aléatoire et de la houle à courte/longue crête

À la surface de la mer, les vagues présentent toujours des motifs irréguliers, plus ou moins **chaotiques**. Le mouvement de la surface de la mer résulte d'une combinaison d'ondes de hauteurs, périodes et directions différentes. L'irrégularité des hauteurs et des périodes crée ce que l'on appelle une houle **irrégulière** ou houle **aléatoire**. L'irrégularité des directions de propagation peut être constatée en examinant la longueur des crêtes de la houle sur une photographie de la surface de la mer : lorsque les vagues ont à peu près la même direction, leurs crêtes sont clairement identifiables, longues et presque parallèles (c'est ce que l'on appelle la houle **à longue crête**), tandis qu'une diffusion de l'énergie de la houle dans plusieurs directions se manifeste par des crêtes plutôt courtes et non parallèles (c'est ce que l'on appelle la houle **à courte crête**). Bien que tous les états de mer soient irréguliers et à courte crête de manière générale, nous aborderons tout d'abord la représentation de la houle régulière à longue crête, puis la représentation de la houle irrégulière.

##### Description et définitions relatives aux vagues individuelles ou à la houle régulière.

L'approche la plus simple pour représenter une série de vagues est la houle régulière à longue crête. Dans cette représentation de base, les vagues se répètent indéfiniment, chacune étant identique aux autres, avec une même hauteur,  $H$ . Elles sont monochromatiques, périodiques dans le temps (période,  $T$  (s)) et dans l'espace (longueur d'onde,  $L$  (m)), et unidirectionnelles (direction de propagation,  $\theta$  (°)). On peut également utiliser la fréquence,  $f = 1/T$  (Hz ou  $s^{-1}$ ), ou la fréquence angulaire (pulsation),  $\omega = 2\pi f = 2\pi/T$  (rad/s), pour décrire la périodicité temporelle, et le nombre d'onde,  $k = 2\pi/L$  (rad/m), pour décrire la périodicité spatiale.

Les paramètres qui décrivent la périodicité spatiale ( $k$  ou  $L$ ) sont liés aux paramètres qui décrivent la périodicité temporelle ( $T$ ,  $f$  ou  $\omega$ ), ainsi qu'à la hauteur d'eau,  $h$ , parce que l'on appelle la *relation de dispersion*, donnée par l'Équation 4.38 dans le cas de la théorie de la houle linéaire (faible amplitude):

$$\omega^2 = g k \tanh(k h) \quad (4.38)$$

Lorsque la hauteur d'eau,  $h$ , et la période de la houle,  $T$  (ou la fréquence angulaire,  $\omega$ ), sont connues, la détermination du nombre d'onde,  $k$  (ou de la longueur d'onde  $L = 2\pi/k$ ) nécessite la résolution de l'Équation 4.38 implicite. On peut utiliser des schémas numériques itératifs pour résoudre cette équation avec précision lorsque cela est nécessaire, mais on peut également avoir recours à des approximations explicites telles que celle présentée à l'Encadré 4.3.

La vitesse de propagation des crêtes de la houle (**célérité de phase**) est  $c = L/T = \omega/k$  (m/s) et la vitesse de propagation de l'énergie (**célérité de groupe**) est donnée par  $c_g = \partial\omega/\partial k$  (m/s). Dans la théorie de la houle linéaire, qui repose sur l'Équation 4.38, les expressions de la célérité de phase et de la célérité de groupe sont données par les Équations 4.39 et 4.40, respectivement :

$$c = \frac{g}{\omega} \tanh(k h) = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(k h)} \quad (4.39)$$

$$c_g = n c \quad \text{avec} \quad n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2 k h}{\sinh(2 k h)} \right) \quad (4.40)$$

Il est à noter que le facteur  $n$  a deux valeurs asymptotiques : (1) lorsque la hauteur d'eau relative  $kh$  est peu importante,  $n$  tend vers 1 (2) lorsque  $kh$  est grand,  $n$  tend vers 1/2; dans ce cas, l'énergie de la houle se propage à une vitesse égale à la moitié de la vitesse des vagues individuelles. Dans ces cas asymptotiques, il est possible de calculer de manière analytique des expressions particulières de  $k$ ,  $L$ ,  $c$  et  $c_g$ . Ces valeurs sont données au Tableau 4.6, aux côtés des critères adimensionnels nécessaires à l'utilisation de ces approximations. Dans le cas des valeurs au large (valeur de  $kh$  élevée), on utilise par convention l'indice « 0 » ou « o » (p. ex.  $L_o$  pour la longueur d'onde au large). Dans ce guide, c'est le « o » qui est utilisé. Au Tableau 4.6, il est à noter, par exemple, qu'en eau peu profonde,  $c$  et  $c_g$  ne dépendent plus de la période de la houle,  $T$ , et que toutes les vagues ont la même vitesse (houle non dispersive) qui, dans le cas présent, est égale à la vitesse de l'énergie.

#### Encadré 4.3 Approximations explicites de la relation de dispersion linéaire de la houle

Il existe de nombreuses approximations de la relation de dispersion donnée par l'Équation 4.38. L'Équation 4.41 donne l'approximation rationnelle proposée par Hunt (1979), d'ordre 9, qui est très précise (toujours moins de 0.01 % d'erreur relative sur  $kh$ ).

$$(k h)^2 = (k_o h)^2 + \frac{k_o h}{1 + \sum_{n=1}^9 a_n (k_o h)^n} \quad (4.41)$$

où  $k_o = 2\pi/L_o = \omega^2/g =$  nombre d'onde au large (rad/m) et les valeurs de  $a_n$  sont les suivantes :

$$\begin{array}{lllll} a_1 = 0.66667 & a_2 = 0.35550 & a_3 = 0.16084 & a_4 = 0.06320 & a_5 = 0.02174 \\ a_6 = 0.00654 & a_7 = 0.00171 & a_8 = 0.00039 & a_9 = 0.00011. & \end{array}$$

Hunt (1979) a également proposé une formule similaire, d'ordre 6, avec une erreur relative sur  $kh$  toujours inférieure à 0.2 %.

On peut également utiliser la formule explicite simplifiée de Fenton et McKee (1990) (voir l'Équation 4.42). Bien qu'elle soit moins précise que la première formule (erreur relative maximale de 1.5 %), elle est plus facile à utiliser avec une calculatrice :

$$k = \frac{\omega^2}{g} \left\{ \coth \left[ \left( \omega \sqrt{\frac{h}{g}} \right)^{3/2} \right] \right\}^{2/3} \quad \text{ou} \quad L = L_o \left\{ \tanh \left[ (k_o h)^{3/4} \right] \right\}^{2/3} \quad (4.42)$$

Eckart (1952), Wu et Thornton (1986) et Guo (2002) ont proposé d'autres expressions explicites.



**Tableau 4.6** Valeurs asymptotiques de la relation de dispersion et des quantités associées

Variable	Approximations avec critères	
	Approximation en eau peu profonde ou ondes longues ( $kh$ faible)	Approximation en eau profonde ou ondes courtes ( $kh$ élevé)
	$h/L < 1/25$ ou $T\sqrt{g/h} > 25$	$h/L > 1/2$ ou $T\sqrt{g/h} < 4$
Relation de dispersion	$\omega^2 = g h k^2$	$\omega^2 = g k_0$
Nombre d'onde $k$ (rad/m)	$k = \omega / \sqrt{g h}$	$k_0 = \omega^2 / g$
Longueur d'onde $L$ (m)	$L = T\sqrt{g h}$	$L_o = g T^2 / (2\pi)$
Célérité de phase $c$ (m/s)	$c = \sqrt{g h}$	$c_o = g T / (2\pi)$
Célérité de groupe $c_g$ (m/s)	$c_g = c = \sqrt{g h}$	$c_{go} = \frac{1}{2} c_o = g T / (4\pi)$

**Descriptions et définitions relatives à la houle irrégulière ou à des états de mer irréguliers**

Dans le cas d'un état de mer composé de vagues ayant des caractéristiques différentes mais appartenant au même processus aléatoire (conditions physiques constantes), on utilise deux approches pour décrire le champ de houle :

1. La **houle aléatoire à longue crête** est encore unidirectionnelle mais elle inclut une vaste gamme de hauteurs et de périodes de vagues. Le train de vagues irrégulières ou aléatoires est composé de vagues successives avec différentes hauteurs et périodes. On utilise deux approches pour décrire la houle aléatoire, qui sont présentées ci-dessous : l'approche statistique (ou vague par vague) qui consiste à déterminer les **distributions statistiques** des hauteurs, périodes, directions de la houle, etc. (voir la Section 4.2.4.4), et l'**approche spectrale**, basée sur la détermination et l'utilisation du spectre énergétique de la houle (voir la Section 4.2.4.5). Dans les deux cas, des paramètres représentatifs peuvent être calculés pour caractériser l'état de mer (p. ex. la hauteur significative de houle,  $H_s$ , et la période moyenne de la houle,  $T_m$ ).
2. La **houle aléatoire à courte crête** est composée de vagues se propageant quant à elles dans des directions différentes, définies sous la forme de l'écart-type de la direction de propagation de l'énergie de la houle ou d'une autre fonction de dispersion standard. Le spectre directionnel,  $S(f, \theta)$ , qui donne la distribution de l'énergie de la houle en fonction de la fréquence et de la direction (voir la Section 4.2.4.5), permet d'obtenir une description plus complète de l'état de mer. La houle à courte crête est la meilleure représentation de la houle réelle ; cette représentation des conditions de houle est désormais devenue la méthode standard d'analyse des actions de la houle dans la pratique du génie civil. La direction de l'incidence de la houle et la propagation angulaire de l'énergie de la houle se sont avérées avoir certains effets sur les processus d'interaction entre la houle et l'ouvrage, comme la stabilité des digues en enrochement, le run-up et le franchissement (Galland, 1995 ; Donnars et Benoit, 1997).

**4.2.4.3 Caractérisation de la houle et de sa cinématique****Caractérisation de la houle par des nombres adimensionnels**

Pour caractériser les conditions de houle, étudier les processus dominants pendant la propagation et la transformation de la houle et/ou estimer l'action de la houle sur les ouvrages, on utilise plusieurs nombres adimensionnels. Il est possible de les calculer pour la houle régulière ou aléatoire en utilisant des paramètres représentatifs de la houle. Les paramètres les plus utiles sont donnés ci-après.

- **La hauteur d'eau relative,  $kh$  ou  $h/L$ , et la période adimensionnelle,  $T\sqrt{g/h}$**

On s'en sert pour déterminer de quelle manière la topographie du fond affecte la houle. Par exemple, ces paramètres ont été utilisés dans la section précédente (voir le Tableau 4.6) pour calculer les approximations de la célérité de phase et de la célérité de groupe, dans des hauteurs d'eau relatives faible et élevée, respectivement.



- **La cambrure de la houle,  $s = H/L$ , et la hauteur relative de la houle,  $H/h$**

Il s'agit des mesures de la non-linéarité de la houle (voir la Figure 4.23). On s'en sert en particulier pour quantifier l'importance des effets non-linéaires et elles apparaissent dans l'expression des critères de prédiction du déferlement de la houle. On fait un usage spécifique de la cambrure de la houle lorsque la hauteur de la houle est prise au pied de l'ouvrage et la longueur d'onde au large. Il s'agit en réalité d'une cambrure nominale de la houle,  $s_o = H/L_o$ , souvent utilisée dans les formules de dimensionnement des ouvrages. Le principal objectif, dans ce cas, n'est pas de décrire la cambrure de la houle elle-même mais d'inclure l'effet de la période de la houle sur la réponse de l'ouvrage par le biais de  $L_o = gT^2/(2\pi)$ , qui est seulement valable au large.

- **Le nombre d'Ursell,  $U$  (-)**

C'est une combinaison des nombres précédents et il est présenté à l'Équation 4.43. Il sert à caractériser le degré de non-linéarité de la houle.

$$U = \frac{H L^2}{h^3} = \left(\frac{H}{h}\right) / \left(\frac{h}{L}\right)^2 \quad (4.43)$$

- **Le paramètre de déferlement,  $\xi$  (également connu en tant que nombre d'Iribarren  $Ir$ , voir l'Équation 4.44)**

Il sert à caractériser de nombreux phénomènes liés à la houle en eau peu profonde, tels que le déferlement, le run-up ou le franchissement. Il s'agit du rapport entre la pente du fond et la cambrure nominale de la houle,  $s_o$ :

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_o}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_o}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{(2\pi H)/(g T^2)}} \quad (4.44)$$

Lorsque la houle au large,  $H_o$ , est utilisée à la place de  $H$ , ce nombre est noté  $\xi_o$  or  $Ir_o$ .

Ce paramètre sert souvent pour les plages, mais aussi très fréquemment pour le dimensionnement d'ouvrages. Il exprime le type de déferlement et l'action qu'exerce la houle sur l'ouvrage. En fait, les vagues peuvent déferler en profondeur limitée avant d'atteindre l'ouvrage puis déferler à nouveau sur ce dernier. Sur le littoral, le type de déferlement est généralement glissant, parfois plongeant. Sur l'ouvrage lui-même, il n'est jamais glissant mais plongeant (ouvrages en pente douce), gonflant ou à effondrement (voir la Section 4.2.4.7 pour la définition des types de déferlement).

Lorsque l'on utilise ces paramètres pour une houle aléatoire, il faut indiquer (p. ex. à l'aide d'un indice sur les paramètres) quelle hauteur et période caractéristiques de la houle sont utilisées dans le calcul (p. ex. l'indice «  $p$  » si l'on utilise la période de pic spectral,  $T_p$ , ou l'indice «  $m$  » si l'on utilise la période moyenne,  $T_m$ ).

#### Aperçu des méthodes de calcul de la cinématique de la houle

Il existe de nombreuses théories permettant de calculer d'autres paramètres de la houle ainsi que la cinématique (vitesses, accélérations, pression, etc.) à partir des paramètres de base mentionnés ci-dessus (p. ex.  $H$  et  $T$ , ainsi qu'une vitesse de courant, éventuellement). La majorité des méthodes de dimensionnement reposent sur la théorie de la houle linéaire de Stokes (théorie de la houle de faible amplitude), calculée pour un fond plat (soit une hauteur d'eau constante). L'un des principaux avantages de la théorie linéaire dans le cadre des procédures de dimensionnement est que le principe de superposition peut être appliqué aux données relatives à la houle, obtenues à partir d'un champ de houle composite. À l'aide de la théorie linéaire de la houle, on peut calculer des approximations pratiques pour une houle régulière qui se propage en eau profonde et peu profonde, respectivement (voir le Tableau 4.6). Les expressions des vitesses orbitales  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$  et de la pression  $p$  sont présentées ci-dessous aux Équations 4.45 à 4.48, dans le cas d'une houle régulière de hauteur,  $H$ , de période,  $T$  (fréquence angulaire  $\omega = 2\pi/T$ ) et de direction,  $\theta$ , par rapport à l'axe des  $x$ . Les guides de référence (p. ex. Dean et Dalrymple, 1991) donnent d'autres expressions des accélérations, du déplacement des particules, etc.

$$u_x(x, y, z, t) = \frac{H}{2} \omega \frac{\cosh(k(h+z))}{\sinh(kh)} \cos \theta \cos(\vec{k} \cdot \vec{x} - \omega t) \quad (4.45)$$

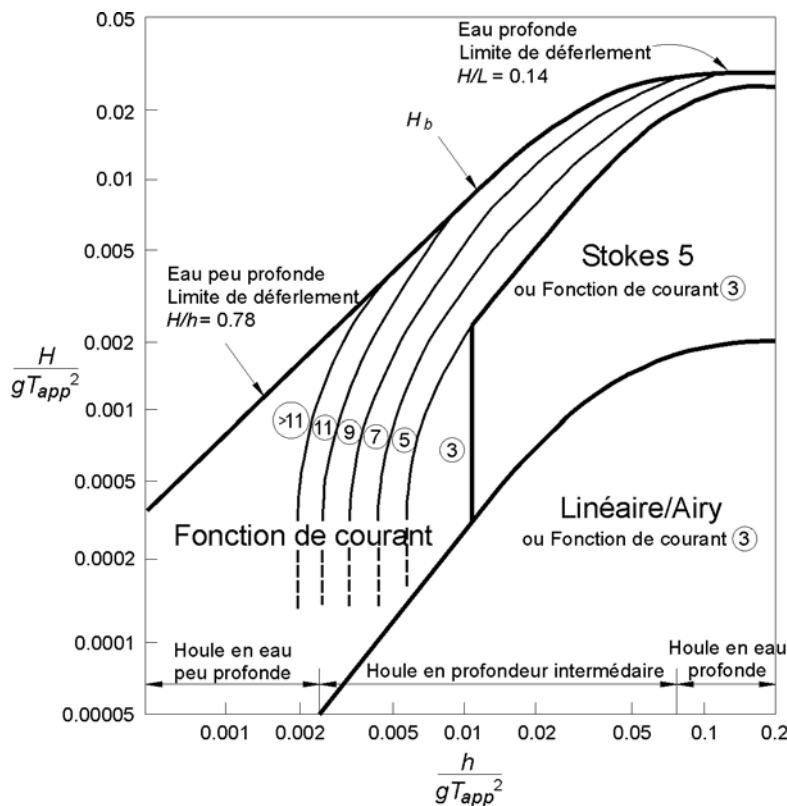
$$u_y(x, y, z, t) = \frac{H}{2} \omega \frac{\cosh(k(h+z))}{\sinh(kh)} \sin \theta \cos(\vec{k} \cdot \vec{x} - \omega t) \quad (4.46)$$

$$u_z(x, y, z, t) = \frac{H}{2} \omega \frac{\sinh(k(h+z))}{\sinh(kh)} \sin(\vec{k} \cdot \vec{x} - \omega t) \quad (4.47)$$

$$p(x, y, z, t) = -\rho g z + \rho g \frac{H}{2} \omega \frac{\cosh(k(h+z))}{\cosh(kh)} \cos(\vec{k} \cdot \vec{x} - \omega t) \quad (4.48)$$

La théorie de la houle linéaire devient moins applicable lorsque la forme de la houle n'est plus purement sinusoïdale et lorsque la cambrure de la houle ( $s = H/L$ ) augmente. Les théories analytiques de la houle non-linéaire qui peuvent être utilisées dans ces situations incluent les théories de la houle de Stokes pour des ordres plus élevés, la théorie de la houle cnoïdale, la théorie de l'onde solitaire et la théorie de la fonction de courant de Dean. La description de ces théories dépasse le cadre du présent guide mais figure dans les travaux de Sobey *et al.* (1987), Fenton (1990) et Fenton (1999), par exemple. La Figure 4.24 donne un aperçu de l'applicabilité des théories de la houle. Il est à noter que  $T_{app}$  représente la période pour laquelle on recherche le modèle applicable de la théorie de la houle ( $T_m$  ou  $T_p$ ).

Les méthodes numériques de la fonction de courant (basées sur la décomposition de Fourier de la fonction de courant de l'écoulement) sont supérieures à toutes les théories analytiques (comme les théories de Stokes ou la théorie cnoïdale), quelle que soit la hauteur d'eau, et on recommande d'utiliser cette approche de la fonction de courant pour les applications pratiques (voir Dean, 1965; Rienecker et Fenton, 1981; Fenton, 1988). Il faut également noter que certaines théories de la houle semi-empiriques ont été proposées dans le cas d'un fond incliné, en l'occurrence la théorie covocoïdale de Swart et Crowley (1989) et la méthode d'Isobe et Horikawa (1982).



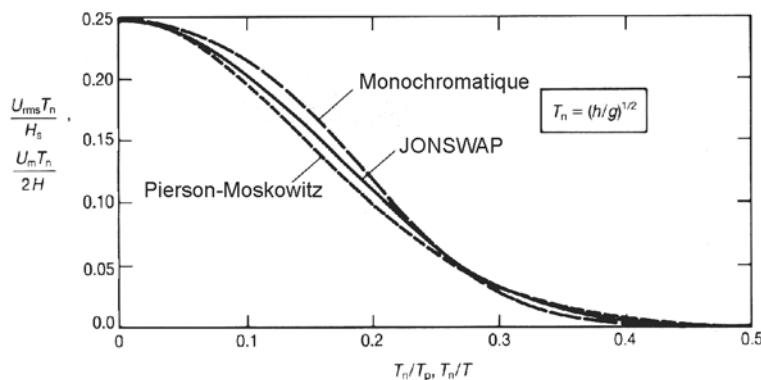
**Note :** les numéros correspondent à l'ordre de la fonction de courant.

**Figure 4.24** Domaine d'applicabilité des théories de la houle (American Petroleum Institute, 1993)

Les vitesses orbitales près du fond de la mer sont nécessaires pour le dimensionnement des enrochements utilisés dans la protection, en haute mer, des conduites soumis à l'attaque de la houle (combinée à celle des courants) (voir la Section 5.2.2.2). Kirkgöz (1986) a démontré que la théorie de la houle linéaire présente une correspondance raisonnable avec les vitesses orbitales que l'on peut observer près du fond, sous la crête d'une vague, même au point de déferlement plongeant. En réalité, cela est vrai pour la crête, mais les expériences en laboratoire montrent que la théorie linéaire surestime de manière significative (jusqu'à 40 %) la vitesse sous le creux de la vague dans la zone de déferlement (p. ex. Benoît *et al.*, 2003.).

Soulsby (1987) a proposé des courbes de dimensionnement basées sur la théorie de la houle linéaire (voir la Figure 4.25) qui permettent de calculer les vitesses orbitales près du fond pour la houle monochromatique (régulière) comme pour la houle aléatoire ; la vitesse orbitale horizontale maximale au fond,  $u_o$ , a été obtenue à partir de l'Équation 4.45 appliquée au fond (en l'occurrence à  $z = -h$ ) (voir l'Équation 4.49).

$$u_o = \frac{H}{2} \omega \frac{1}{\sinh(kh)} \quad (4.49)$$



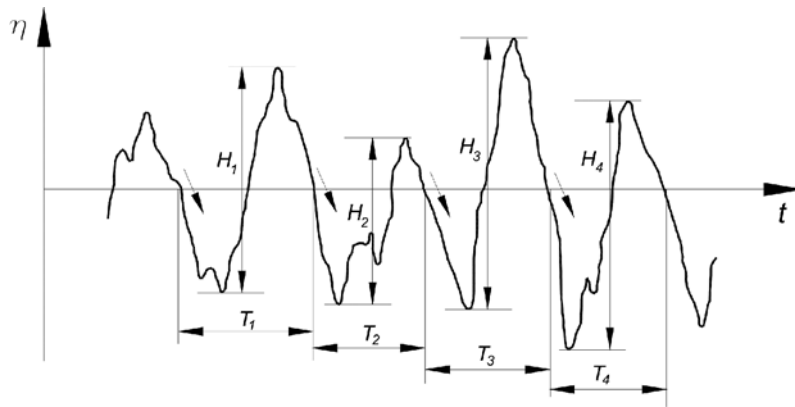
**Figure 4.25** Vitesse orbitale au fond pour une houle monochromatique et une houle de spectre JONSWAP et Pierson-Moskowitz

#### 4.2.4.4 Propriétés statistiques et distribution des vagues dans un état de mer

En ingénierie côtière et littorale, les statistiques relatives à la houle jouent un rôle majeur dans la détermination des actions de dimensionnement et dans l'évaluation des risques et, de ce fait, dans le dimensionnement global des ouvrages en enrochement. Il est donc nécessaire d'expliquer certaines des propriétés statistiques de base ainsi que les paramètres représentatifs de la houle.

##### Analyse vague-à-vague et paramètres représentatifs de la houle

Comme cela a été indiqué à la Section 4.2.4.2, la houle soulevée par le vent est irrégulière (non périodique). La Figure 4.26 décrit un enregistrement typique de l'élévation de la surface de la mer. Cette figure illustre également la définition de la méthode du **passage au niveau moyen** qui permet de séparer les vagues individuelles : chaque fois que le signal de la houle traverse le niveau moyen de l'eau, on compte une nouvelle vague. La période individuelle,  $T_j$ , de la vague  $j$  est le temps qui s'écoule entre deux passages au niveau moyen successifs (dans le même sens) et la hauteur correspondante entre le **creux le plus bas** et la **crête la plus élevée** définit la hauteur,  $H_j$ , de cette vague individuelle. Il existe deux variantes de cette méthode : le **passage au niveau moyen par valeurs croissantes** (en anglais « up crossing ») et le **passage au niveau moyen par valeurs décroissantes** (en anglais « down crossing ») (AIRH/AIPCN, 1986). C'est cette dernière méthode qui est recommandée, dans la mesure où les vagues isolées par cette approche ont plus de signification sur le plan physique. Les vagues individuelles sont alors composées du creux et de la crête suivante, ainsi que cela est décrit aux Figures 4.23 et 4.26.



**Figure 4.26** Enregistrement typique d'une mer irrégulière et principe du passage au niveau moyen par valeurs décroissantes

La période d'enregistrement standard est de 20 minutes à 1 heure (toutes les trois heures ou toutes les heures), mais l'enregistrement peut également être continu. Il faut savoir que l'état de mer est un processus stationnaire pour une certaine durée seulement, ce qui fait que l'analyse d'un enregistrement continu doit être restreinte à une durée sur laquelle on peut supposer que les conditions sont **statistiquement stationnaires**. D'un autre côté, pour que les statistiques soient justes, il faut un nombre minimal de vagues dans l'enregistrement, généralement au moins 200 à 300, mais de préférence 500.

À partir des enregistrements, les séries de  $N$  vagues ( $H_j, T_j$ ) ( $j = 1, \dots, N$ ) sont triées par hauteurs de houle décroissantes et l'on peut alors déterminer un certain nombre de hauteurs et périodes caractéristiques de la houle (AIRH/AIPCN, 1986). Le Tableau 4.7 définit celles qui sont le plus souvent utilisées.

En particulier, on utilise deux définitions pour calculer certaines hauteurs de houle représentatives d'un état de mer d'une durée donnée :

- $H_{P\%}$  est la hauteur dépassée par  $P$  % des hauteurs des vagues de l'état de mer. On utilise en particulier  $H_{2\%}$  dans le processus de dimensionnement d'une digue (en particulier pour prévoir le run-up et le franchissement) ;
- $H_{1/Q}$  correspond à la valeur moyenne des  $1/Q$  supérieurs des hauteurs de vagues de l'état de mer. Pour le dimensionnement, les hauteurs de ce type les plus importantes sont la hauteur significative de la houle  $H_{1/3} = H_s$  (moyenne du  $1/3$  supérieur des hauteurs de vagues de l'état de mer),  $H_{1/10}$ ,  $H_{1/100}$  et  $H_{1/250}$ .

Pour obtenir des estimations fiables des hauteurs de houle importantes (c'est-à-dire des valeurs de  $P$  basses pour  $H_{P\%}$  et des valeurs de  $Q$  élevées pour  $H_{1/Q}$ ), les séries chronologiques des mesures de l'élévation de la surface doivent contenir un nombre de vagues suffisamment important. Par exemple, l'estimation stable de  $H_{1/250}$  exige un enregistrement très long ; pour un état de mer composé de 500 vagues, ce qui est déjà un nombre important,  $H_{1/250}$  sera déterminé comme la moyenne des deux plus grandes hauteurs de vagues seulement de cet enregistrement. La même remarque s'applique à la hauteur maximale de la houle dont la variabilité est grande d'un enregistrement à l'autre pour un état de mer donné. C'est pourquoi on préfère avoir recours à des hauteurs de houle plus stables (bien que supérieures à la hauteur moyenne de la houle) telles que  $H_{1/3}$  ou  $H_{1/10}$  pour caractériser l'état de mer.

**Tableau 4.7** Hauteurs et périodes caractéristiques de la houle d'un état de mer à partir d'une analyse des vagues individuelles

Paramètre caractéristique de la houle	Définition
Hauteur moyenne de la houle $H_m$	$H_m = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N H_j$
Hauteur quadratique moyenne de la houle $H_{rms}$	$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N H_j^2}$
Hauteur significative de la houle $H_s = H_{1/3}$	Moyenne du 1/3 supérieur des hauteurs de vagues de l'enregistrement
Hauteur de la houle $H_{1/10}$	Moyenne du 1/10 supérieur des hauteurs de vagues de l'enregistrement
Hauteur de la houle $H_{1/100}$	Moyenne du 1/100 supérieur des hauteurs de vagues de l'enregistrement
Hauteur de la houle $H_{1/250}$	Moyenne du 1/250 supérieur des hauteurs de vagues de l'enregistrement
Hauteur de la houle $H_{2\%}$	Hauteur dépassée par 2 % des hauteurs des vagues de l'enregistrement
Hauteur maximale de la houle $H_{max}$	Hauteur de la vague la plus élevée de l'enregistrement
Période moyenne de la houle $T_m$	$T_m = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N T_j$
Période significative de la houle $T_s = T_{1/3}$ (parfois également appelée $T_{H1/3}$ )	Moyenne des périodes associées au 1/3 supérieur des hauteurs de vagues de l'enregistrement (c'est-à-dire moyenne des périodes des vagues sélectionnées pour calculer $H_{1/3}$ )
Période de la hauteur maximale de la houle $T_{Hmax}$	Période de la vague de hauteur maximale de l'enregistrement
Période maximale de la houle $T_{max}$	Période de la houle la plus élevée de l'enregistrement

#### Distribution des hauteurs individuelles de la houle dans un état de mer

Au cours de chaque état de mer, il s'applique une distribution (à court terme) des hauteurs de la houle. Une fois que la fonction de distribution des hauteurs de la houle est connue, il est possible de calculer toutes les hauteurs caractéristiques de la houle énumérées au Tableau 4.7. Certains des résultats fondamentaux et importants pour la distribution de la houle sont résumés ci-dessous : tout d'abord en eau profonde, puis en eau peu profonde, ce qui est plus important pour le dimensionnement des ouvrages côtiers, mais également plus difficile à modéliser et à paramétrer.

- **Distribution des hauteurs de la houle en eau profonde**

En eau profonde, l'élévation du niveau de l'eau suit généralement un processus gaussien et, de ce fait, les hauteurs individuelles de la houle suivent étroitement la distribution de Rayleigh. La distribution de Rayleigh est un cas particulier de la distribution de Weibull, avec un coefficient de forme fixe de 2 (voir l'Encadré 4.10). La distribution est intégralement définie par un paramètre unique, qui peut être soit la hauteur moyenne de la houle,  $H_m$ , soit la hauteur quadratique moyenne de la houle,  $H_{rms}$ , ou la variance de l'élévation de la surface libre,  $m_0$ . L'Équation 4.50 donne la fonction cumulée de distribution sous différentes formes équivalentes.

$$P(H) = P(H < H) = 1 - \exp\left(-\frac{H^2}{8 m_0}\right) = 1 - \exp\left(-\frac{\pi}{4} \left(\frac{H}{H_m}\right)^2\right) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right) \quad (4.50)$$

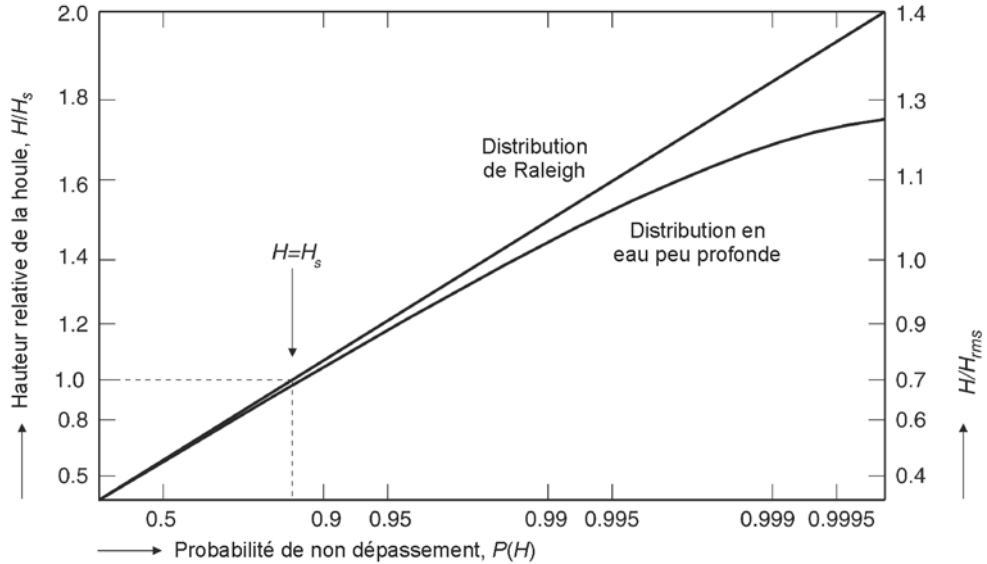
L'Équation 4.51 donne la fonction de densité de probabilité correspondante.

$$p(H) = \frac{H}{4 m_0} \exp\left(-\frac{H^2}{8 m_0}\right) = \frac{\pi}{2} \frac{H}{H_m^2} \exp\left(-\frac{\pi}{4} \left(\frac{H}{H_m}\right)^2\right) = \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp\left(-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right) \quad (4.51)$$

La variance,  $m_0$ , peut être calculée à partir du signal d'élévation de la surface libre,  $\eta(t)$  (voir l'Équation 4.52), ou à partir du spectre de la houle,  $E(f)$ , (cela correspond à la zone située entre le spectre et l'axe des  $x$ , voir la Section 4.2.4.5).

$$m_0 = \eta_{rms}^2 = \frac{1}{T} \int_0^T (\eta(t) - \bar{\eta})^2 dt \quad (4.52)$$

La Figure 4.27 présente la distribution de Rayleigh.



**Figure 4.27** Exemple d'une distribution de hauteurs de la houle observée en eau peu profonde, comparée à la distribution de Rayleigh

**Tableau 4.8** Rapports de hauteurs caractéristiques de la houle pour un état de mer avec une distribution de Rayleigh des hauteurs de la houle

Hauteur caractéristique $H$	Rapports de hauteurs de la houle			
	$H/\sqrt{m_0}$	$H/H_m$	$H/H_{rms}$	$H/H_s$
Écart-type de la surface libre $\sigma_\eta = \sqrt{m_0}$	1	0.399	0.353	0.250
Hauteur moyenne de la houle $H_m$	2.507	1	0.886	0.626
Hauteur quadratique moyenne de la houle $H_{rms}$	2.828	1.128	1	0.706
Hauteur significative de la houle $H_s = H_{1/3}$	4.004	1.597	1.416	1
Hauteur de la houle $H_{1/10}$	5.090	2.031	1.800	1.273
Hauteur de la houle $H_{1/100}$	6.673	2.662	2.359	1.668
Hauteur de la houle $H_{2\%}$	5.594	2.232	1.978	1.397

L'un des inconvénients de la distribution de Rayleigh est qu'elle n'est pas limitée par une valeur supérieure maximale. Par conséquent, on ne peut pas définir ou calculer la hauteur maximale de la houle de manière déterministe à partir de cette distribution. Toutefois, les hauteurs représentatives de la houle  $H_{p\%}$  et  $H_{1/Q}$  peuvent être calculées de manière analytique (voir les Équations 4.53 et 4.54) à partir de la distribution de Rayleigh (p. ex. Massel, 1996; Goda, 2000).

$$\frac{H_{p\%}}{H_{rms}} = \sqrt{-\ln(P/100)} \quad (4.53)$$

$$\frac{H_{1/Q}}{H_{rms}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} Q \operatorname{erfc}(\sqrt{\ln Q}) + \sqrt{\ln Q} \quad \text{avec} \quad \operatorname{erfc}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_x^{+\infty} \exp(-t^2) dt \quad (4.54)$$

Les résultats les plus importants et les plus utiles sont présentés au Tableau 4.8. L'une des questions importantes est l'estimation de la valeur maximale de la hauteur de la houle dans le cas des états de mer d'une durée finie. Cette hauteur maximale de la houle ne peut pas être établie de manière déterministe. Toutefois, il est possible d'établir une fonction de densité de probabilité pour le rapport (statistique)  $H_{max}/H_s$  (p. ex. Massel, 1996 ou Goda, 2000). Deux valeurs représentatives importantes, en l'occurrence le mode et les valeurs moyennes, peuvent être exprimées de manière analytique (voir les Équations 4.55 et 4.56) et calculées (certains résultats courants sont présentés au Tableau 4.9).

- **Mode de la distribution**

La valeur du rapport  $H_{max}/H_s$  la plus probable pour un enregistrement composé de  $N$  vagues est donnée par l'Équation 4.55.

$$\left[ \frac{H_{max}}{H_s} \right]_{mode} \cong \sqrt{\frac{\ln N}{2}} \quad (4.55)$$

- **Moyenne de la distribution**

La valeur moyenne du rapport  $H_{max}/H_s$  pour un enregistrement composé de  $N$  vagues est donnée par l'Équation 4.56. La valeur moyenne est supérieure au mode, à cause de la forme asymétrique de la distribution :

$$\left[ \frac{H_{max}}{H_s} \right]_{moyen} \cong \left( \sqrt{\frac{\ln N}{2}} + \frac{\gamma}{2\sqrt{2\ln N}} \right) \quad (4.56)$$

où  $\gamma =$  constante d'Euler  $\approx 0.5772$ .

**Tableau 4.9** Mode et moyenne de la distribution des hauteurs de la houle dans un état de mer composé de  $N$  vagues, suivant une distribution de Rayleigh des hauteurs de la houle

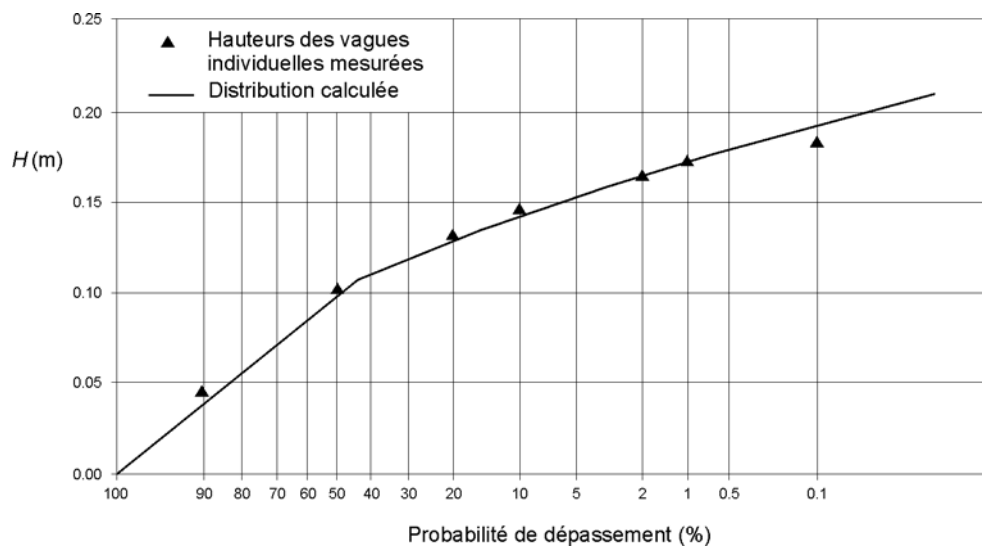
Propriété de la distribution des hauteurs de la houle	Nombre de vagues, $N$ , pour le mode et la moyenne						
	100	200	500	1000	2000	5000	10 000
$(H_{max}/H_s)_{mode}$	1.52	1.63	1.76	1.86	1.95	2.06	2.15
$(H_{max}/H_s)_{moyen}$	1.61	1.72	1.84	1.94	2.02	2.13	2.21

- **Distribution des hauteurs de la houle en eau peu profonde**

En eau peu profonde, la distribution des hauteurs de la houle est affectée par des effets non-linéaires et par le déferlement de la houle : elle diffère de la distribution de Rayleigh de manière significative. En réalité, les vagues les plus hautes déferlent en premier et, si beaucoup de grandes vagues déferlent, on se retrouve avec des vagues ayant quasiment toutes plus ou moins la même hauteur. La Figure 4.28 montre un exemple de distribution des hauteurs de la houle en eau peu profonde.

Il y a eu récemment plusieurs tentatives de propositions de modèles de distribution pour des hauteurs d'eau dans les zones de shoaling et de déferlement. Elles reposent sur l'utilisation d'une distribution de Beta-Rayleigh (Hughes et Borgman, 1987), une distribution de Weibull (Glukhovskiy, 1966), une distribution composite de Weibull (CWD) (Battjes et Groenendijk, 2000) ou une distribution modifiée (Mendez *et al.*, 2004). Parmi elles, la CWD de Battjes et Groenendijk (2000) a été testée avec succès sur un grand nombre de données (essais à petite et à grande échelle) et elle peut servir à des applications d'ingénierie (voir l'Encadré 4.4).





**Figure 4.28** Comparaison des distributions de hauteurs de la houle mesurées (triangles pleins) et calculées à l'aide du modèle de CWD (ligne), sur une pente des fonds de 100/1,  $m_0 = 0.0011 \text{ m}^2$  et  $h = 0.27 \text{ m}$  (Battjes et Groenendijk, 2000)

**Encadré 4.4** Distribution composite de Weibull (CWD) des hauteurs de la houle en eau peu profonde

Battjes et Groenendijk (2000) ont proposé d'utiliser une combinaison de deux distributions de Weibull (voir l'Équation 4.57) pour décrire la distribution cumulée des hauteurs de la houle en eau peu profonde et dans la zone de déferlement :

$$P(H) = P(\underline{H} < H) = \begin{cases} 1 - \exp\left(-\left(H / H_1\right)^2\right) & \text{pour } H < H_{tr} \\ 1 - \exp\left(-\left(H / H_2\right)^{3,6}\right) & \text{pour } H \geq H_{tr} \end{cases} \quad (4.57)$$

où  $H_{tr}$  = hauteur intermédiaire de la houle (m), définie par l'Équation 4.58, et  $H_1, H_2$  = paramètres d'échelle (m). L'utilisation de deux distributions convient mieux à une description convenable du déferlement de la houle. Les vagues les plus grandes déferlent les premières, tandis qu'il n'y a aucun changement pour les vagues les plus petites. Cela donne un ensemble de données non homogènes : des vagues déferlées et des vagues non-déferlées. La distribution CWD reproduit cet effet physique : une distribution de Rayleigh pour la partie inférieure de la distribution (comme en eau profonde) et une distribution de Weibull pour la partie supérieure. La hauteur intermédiaire de la houle est calculée à l'aide de l'Équation 4.58, dans laquelle les paramètres sont la pente du fond,  $\tan \alpha$ , et la hauteur d'eau locale,  $h$ .

$$H_{tr} = (0.35 + 5.8 \tan \alpha) h \quad (4.58)$$

La méthode exige également de connaître la hauteur quadratique moyenne de la houle, mais – en général – cette hauteur de la houle est indisponible et on connaît la variance  $m_0$  ou la hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre,  $H_{m0}$  (p. ex. grâce à l'utilisation d'un modèle spectral de propagation de la houle) (voir la Section 4.2.4.5). Une relation supplémentaire (voir l'Équation 4.59) a donc été proposée pour commencer à partir de la hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre,  $H_{m0}$  :

$$H_{rms} = (0.6725 + 0.2025(H_{m0} / h)) H_{m0} \quad (4.59)$$

Il faut alors calculer la hauteur intermédiaire adimensionnelle  $H_{tr}/H_{rms}$ , qui sert de donnée d'entrée dans le Tableau 2 de Battjes et Groenendijk (2000) pour déterminer les hauteurs caractéristiques (adimensionnelles) :  $H_{1/3}/H_{rms}$ ,  $H_{1/10}/H_{rms}$ ,  $H_{2\%}/H_{rms}$ ,  $H_{1\%}/H_{rms}$  et  $H_{0,1\%}/H_{rms}$ . Certaines valeurs spécifiques ont été extraites de ce tableau et incluses dans le Tableau 4.10, uniquement pour les rapports  $H_{1/10}/H_{rms}$  et  $H_{2\%}/H_{rms}$  (voir le Tableau 2 de Battjes et Groenendijk (2000)).

**Tableau 4.10** Valeurs de  $H_{1/10}/H_{rms}$  et  $H_{2\%}/H_{rms}$  pour certaines valeurs de  $H_{tr}/H_{rms}$

Hauteur caractéristique	Hauteur intermédiaire adimensionnelle $H_{tr}/H_{rms}$									
	0.05	0.50	1.00	1.20	1.35	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00
$H_{1/10}/H_{rms}$	1.466	1.467	1.518	1.573	1.626	1.683	1.759	1.786	1.799	1.800
$H_{2\%}/H_{rms}$	1.548	1.549	1.603	1.662	1.717	1.778	1.884	1.985	1.978	1.978

Pour finir, on calcule les hauteurs dimensionnelles de la houle à partir des rapports qui figurent dans le tableau et de la valeur de  $H_{rms}$ . L'Équation 4.60 est un exemple pour le calcul de  $H_{2\%}$ .

$$H_{2\%} = (H_{2\%} / H_{rms})_{\text{tableau}} H_{rms} \quad (4.60)$$

La Figure 4.28 présente une comparaison de la distribution CWD à des mesures en laboratoire.

**Distribution conjointe des hauteurs et des périodes des vagues individuelles**

Les modèles théoriques de la fonction de distribution conjointe des hauteurs et des périodes de la houle  $f(H, T)$  pour les vagues individuelles d'un état de mer ont été proposés par Longuet-Higgins (1975, 1983) et Cavanié *et al.* (1976). On trouve des comparaisons de ces théories avec des données expérimentales dans Goda (1978) par exemple. La dispersion de la période,  $T$ , dépend fortement de la forme et de l'amplitude du spectre. Les coefficients utilisés dans les modèles mentionnés ci-dessus doivent être calculés à partir du spectre de fréquence (comme l'indice de largeur du spectre,  $\nu^2$ , du Tableau 4.11).

Cette distribution conjointe ne présente toutefois que peu d'intérêt pour le dimensionnement des ouvrages. Les résultats ne sont donc pas rapportés ici mais on les trouve dans les références sus-citées. À des fins de dimensionnement, il est plus pertinent de prendre en compte la distribution conjointe de la hauteur significative de la houle et d'une période caractéristique (comme  $T_m$  ou  $T_p$ ) (voir la Section 4.2.4.8).

### Statistiques des groupes de vagues

Comme cela a déjà été mentionné, un état de mer est composé d'une série de vagues très différentes les unes des autres : des caractéristiques irrégulières ou aléatoires de l'état de mer, mais un examen plus approfondi révèle souvent que les hauteurs de la houle ne sont pas distribuées de manière aléatoire. Très souvent, on observe de courtes séries de plusieurs vagues (p. ex. 5 à 10) de grande taille, suivies d'une série de vagues plus petites et enfin une autre série d'ondes plus hautes. On appelle ce phénomène le groupement de vagues. Plusieurs paramètres ont été proposés par différents auteurs pour mesurer le groupement des vagues dans les états de mer (comme Goda, 1970a ; Kimura, 1981 ; Funke et Mansard, 1981 ; van Vledder, 1993).

Des essais en laboratoire ont montré que le groupement des vagues pouvait avoir un effet sur quelques aspects de l'interaction entre la houle et l'ouvrage. Il a des effets limités mais notables sur la stabilité d'une digue en enrochement (augmentation du dommage avec le groupement des vagues), et une influence encore plus importante sur d'autres aspects, tels que le run-up et le franchissement, principalement à cause de la présence d'ondes longues liées associées aux groupes de vagues (Galland et Manoha, 1991 ; Van Gent, 2001).

#### 4.2.4.5 Spectres de la houle

##### Analyse spectrale et paramètres représentatifs de la houle

En règle générale, un champ de houle observé peut être décomposé en un certain nombre de composantes sinusoïdales individuelles, chacune avec leur propre hauteur,  $H$ , fréquence,  $f$ , et direction,  $\theta$ . La densité spectrale unidimensionnelle de l'énergie de la houle (symbolisée par  $E_{\eta\eta}(f)$ ) est la représentation de la distribution de l'énergie de la houle en fonction de la fréquence de la houle. Une distribution directionnelle peut être incluse par le biais d'un spectre directionnel bidimensionnel,  $S_{\eta\eta}(f, \theta)$ ,  $f$  et  $\theta$  étant des variables indépendantes.

On obtient une estimation du spectre de densité de l'énergie de la houle à partir d'un enregistrement des fluctuations de l'élévation de la surface de la mer par des transformés de Fourier. Goda (2000) ou Tucker et Pitt (2001), par exemple, proposent une description détaillée de ces traitements mathématiques. Les principaux points de l'analyse sont :

- une sélection adéquate de la fréquence d'échantillonnage et de la longueur des enregistrements qui déterminent la précision de l'analyse : on recommande 2 à 4 Hz, avec une durée minimale de 20 min, de préférence 30 à 60 min ;
- une sélection appropriée de la largeur de bande spectrale ou des degrés de liberté à utiliser dans l'analyse spectrale ;
- une sélection appropriée des limites  $f_{min}$  et  $f_{max}$  pour le calcul des moments spectraux. Il est recommandé de choisir  $f_{min}$  inférieure ou égale à la moitié de la fréquence maximale ( $0.5 f_p$ ) ou à 0.033 Hz lorsque l'on s'attend à une large bande de fréquences maximales, afin de séparer les composants de longues périodes des ondes courtes.  $f_{max}$  doit être inférieure à la fréquence de Nyquist (égale à la moitié de la fréquence d'échantillonnage) mais supérieure à  $5 f_p$  ou 1 à 2 Hz, afin de pouvoir identifier la queue du spectre dans les hautes fréquences.

À partir d'un spectre donné,  $E_{\eta\eta}(f)$ , il est possible de calculer plusieurs paramètres de houle représentatifs (comme la hauteur significative spectrale de la houle, la période de pic spectrale et la période moyenne), ainsi que cela est défini au Tableau 4.11 (AIRH/AIPCN, 1986).

**Tableau 4.11** Paramètres caractéristiques de la houle obtenus à partir d'une analyse spectrale

Paramètre caractéristique de la houle	Définition
Variance $m_0$	$m_0 = \int_{f_{\min}}^{f_{\max}} E(f) df$
Moments d'ordre n du spectre $m_n$	$m_n = \int_{f_{\min}}^{f_{\max}} f^n E(f) df$
Hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre $H_{m0}$	$H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$
Hauteur moyenne énergétique de la houle $H_E$	$H_E = \sqrt{8 m_0}$
<p>Fréquence de pic <math>f_p</math> et période de pic <math>T_p = 1/f_p</math>                      La fréquence de pic est la fréquence de la valeur maximale (pic) du spectre.                      Pour un spectre discret, il peut s'agir de la fréquence discrète à laquelle le spectre fait un pic, mais ce choix n'est pas très approprié dans la mesure où la fréquence discrète de pic n'est pas continue.                      On dispose de deux autres méthodes pratiques de calcul de <math>f_p</math> (voir Young (1995) pour une analyse détaillée de la pertinence de ces différentes périodes de pic).</p>	<p><b>Méthode 1</b> (dite méthode de Delft)  <math>f_p^{Dm} = \int_{f_1}^{f_2} f E(f) df / \int_{f_1}^{f_2} E(f) df</math>                      où <math>f_1</math> et <math>f_2</math> sont deux seuils de fréquence autour de la fréquence discrète de pic auxquels les valeurs spectrales sont égales à <math>m</math> % de la valeur discrète de pic maximale.                      En règle générale, <math>m = 80</math> % (parfois 60 %).</p> <p><b>Méthode 2</b> (dite méthode de Read)  <math>f_p^{Rm} = \int_{f_{\min}}^{f_{\max}} f E^n(f) df / \int_{f_{\min}}^{f_{\max}} E^n(f) df</math>                      où l'exposant <math>n</math> est habituellement égal à 4 ou 5.</p>
Période moyenne de la houle $T_{m01} = T_{01}$	$T_{01} = 1 / f_{01} = m_0 / m_1$
Période moyenne de la houle $T_{m02} = T_{02}$	$T_{02} = 1 / f_{02} = \sqrt{m_0 / m_2}$
Période moyenne énergétique $T_E = T_{m-1,0} = T_{-10}$	$T_E = T_{m-1,0} = T_{-10} = 1 / f_{-10} = m_{-1} / m_0$
Indice de largeur du spectre $\nu^2$	$\nu^2 = \frac{m_0 m_2}{m_1^2} - 1$
Indice de largeur du spectre $\varepsilon^2$	$\varepsilon^2 = 1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4}$
Indice de largeur du spectre $\kappa$ (Van Vledder et Battjes, 1992)	$\kappa = \frac{\left  \int_0^{\infty} E(f) \exp(2\pi i f T_{02}) df \right }{m_0}$

Il est à noter qu'il existe de nombreuses estimations de la période moyenne de la houle, parmi lesquelles la période moyenne énergétique,  $T_E$  ou  $T_{m-1,0}$  (résumée par  $T_{-10}$ ), qui a récemment été appliquée au dimensionnement des ouvrages. Il s'agit simplement de la période moyenne pondérée par le spectre énergétique (voir l'Équation 4.61) :

$$T_{m-1,0} = T_{-10} = T_E = \frac{m_{-1}}{m_0} = \frac{\int_0^{+\infty} \frac{E(f)}{f} df}{\int_0^{+\infty} E(f) df} = \frac{\int_0^{+\infty} T E(f) df}{\int_0^{+\infty} E(f) df} \tag{4.61}$$

Il a été observé qu'en houle bi-modale ou en cas de spectres très plats sans pic, dus à un fort déferlement de la houle, la période moyenne énergétique,  $T_{m-1,0}$ , est un meilleur paramètre, dans la mesure où il est difficile de déterminer  $T_p$  dans ce type de cas. Ce paramètre donne légèrement plus de poids aux périodes longues, et est plus proche de la période de pic que de la période moyenne,  $T_{02}$ , par exemple.

La relation entre  $T_p$  et  $T_{m-1,0}$  peut être obtenue par l'application numérique de l'Équation 4.61 si l'expression analytique de la variance du spectre  $E(f)$  est connue. Dingemans (1987) a calculé le rapport  $T_{m-1,0}/T_p$  pour différents spectres, y compris les spectres de Pierson-Moskowitz (PM) et de JONSWAP (donnés par les Équations 4.63 et 4.67 respectivement). Certains de ses résultats, obtenus pour différentes valeurs du facteur d'élanement du pic,  $\gamma$ , du spectre de JONSWAP, sont donnés au Tableau 4.12.

**Tableau 4.12** Rapport de la période de pic spectrale,  $T_p$ , et de la période moyenne énergétique,  $T_{m-1,0}$ , dans le cas d'un spectre de JONSWAP, en fonction du facteur d'éclatement du pic,  $\gamma$ , d'après Dingemans (1987).

	Facteur d'éclatement du pic $\gamma$ du spectre de JONSWAP								
	1 (PM)	2	3	3.3	5	7	10	15	20
$T_p/T_{m-1,0}$	1.167	1.132	1.112	1.107	1.088	1.074	1.061	1.048	1.040

Dans le cas des spectres à pic unique, avec un pic clair, il a été établi à partir de quelques centaines de spectres mesurés en canal à houle pour différents projets de recherche que le rapport entre  $T_p$  et  $T_{m-1,0}$ , tel qu'il est donné par l'Équation 4.62, est une bonne approximation.

$$T_p = 1.1 T_{m-1,0} \quad (4.62)$$

En l'absence d'autres informations, cette relation (voir l'Équation 4.62) peut servir de règle empirique si les formules de dimensionnement exigent la période moyenne énergétique,  $T_{m-1,0}$ , et que l'on ne connaît que la période de pic spectral,  $T_p$ . Toutefois, en eau très peu profonde et/ou pour les spectres à double pic, il convient de déterminer le  $T_{m-1,0}$  correct, par une étude sur modèle physique ou par une modélisation numérique appropriée.

#### Densité spectrale d'énergie des états de mer

- *Spectres de la houle en eau profonde*

La Figure 4.29 présente des exemples de spectres fréquemment utilisés pour décrire les champs de houle aléatoires. Elle indique également les paramètres importants. Plusieurs spectres de houle semi-empiriques ont été représentés, chacun ayant son domaine d'applicabilité spécifique.

Deux des spectres les plus usités sont celui de Pierson et Moskowitz (1964) et le spectre de JONSWAP (Hasselmann *et al.*, 1973), présentés à la Figure 4.29. Ces spectres sont formulés à l'aide d'une fonction de puissance, par rapport à la fréquence  $f$  (ou à la fréquence angulaire  $\omega = 2\pi f$ ), qui contient plusieurs paramètres d'échelle et plusieurs constantes. On peut les obtenir en spécifiant soit la vitesse du vent,  $U_w$ , à une hauteur donnée au-dessus du niveau moyen de la mer et une longueur de fetch,  $F$ , soit la hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre,  $H_{m0}$ , et de la fréquence de pic,  $f_p$ .

À l'origine, ces deux spectres ont été déterminés en supposant que la queue du spectre dans les hautes fréquences était proportionnelle à  $f^{-5}$ . Les récents travaux théoriques et nouvelles analyses des données qui en ont découlé (p. ex. Toba, 1973; Donelan *et al.*, 1985; Battjes *et al.*, 1987; Alves *et al.*, 2003) ont toutefois conclu qu'une queue proportionnelle à  $f^{-4}$  est plus appropriée à la description des spectres dans les hautes fréquences. Les versions d'origine et les versions modifiées de ces spectres sont brièvement décrites ci-après. Il est recommandé d'utiliser les versions mises à jour pour les spectres de la houle en eau profonde (c'est-à-dire la queue des hautes fréquences en  $f^{-4}$ )

**Spectre de Pierson-Moskowitz (PM)** : le spectre PM correspond à une mer complètement formée en eau profonde. Dans sa forme d'origine (voir l'Équation 4.63), il a une queue, dans les hautes fréquences, proportionnelle à  $f^{-5}$ , et a été établi en fonction d'un paramètre unique, la vitesse du vent,  $U_{19.5}$ , à une hauteur de 19.5 m au-dessus du niveau moyen de la mer.

$$E_{PM}^{original}(f) = \alpha \frac{g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} \exp \left[ -1.25 \left( \frac{f}{f_p} \right)^{-4} \right] \quad (4.63)$$

où  $\alpha = 0.0081$ , le niveau d'équilibre déterminé de manière empirique, appelé constante de

Phillips (-);  $f_p = \frac{g v_{19.5}^{PM}}{U_{19.5}}$  et  $v_{19.5}^{PM} = 0.14$ , la fréquence de pic d'équilibre adimensionnelle.

Cette forme spectrale peut également être exprimée en fonction d'une hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre,  $H_{m0}$ , et d'une fréquence de pic,  $f_p$ , données; la formulation correspondante (voir l'Équation 4.64) est parfois appelée le spectre de Bretschneider (B).

$$E_{PM}^B(f) = \frac{5}{16} H_{m0}^2 f_p^4 f^{-5} \exp \left[ -\frac{5}{4} \left( \frac{f}{f_p} \right)^4 \right] \quad (4.64)$$

De la même manière, Goda (2000) a reformulé cette expression (voir l'Équation 4.65) en fonction de la hauteur et de la période significatives de la houle,  $H_{1/3}$  et  $T_{1/3}$  respectivement :

$$E_{PM}^{Goda}(f) = 0.257 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp \left[ -1.03 (T_{1/3} f)^4 \right] \quad (4.65)$$

Comme cela a été énoncé ci-dessus, les travaux récents sont en faveur d'une loi de puissance  $f^{-4}$  dans les hautes fréquences du spectre et de l'utilisation d'une vitesse du vent,  $U_{10}$ , à 10 m au-dessus du niveau moyen de la mer comme donnée d'entrée. Par conséquent, il est recommandé d'utiliser le spectre modifié de Pierson-Moskowitz pour les mers complètement formées sous la forme présentée à l'Équation 4.66, d'après Donelan *et al.* (1985) et Alves *et al.* (2003).

$$E_{PM}^{actualisé}(f) = \alpha \frac{g^2}{(2\pi)^4 f_p} f^{-4} \exp \left[ -\left( \frac{f}{f_p} \right)^4 \right] \quad (4.66)$$

où  $\alpha = 0.00615$ , le niveau d'équilibre modifié (-);  $f_p = \frac{g v_{10}^{PM}}{U_{10}}$  et  $v_{10}^{PM} = 0.123$ , la fréquence de pic d'équilibre adimensionnelle (-).

**Spectre de JONSWAP (JOint North Sea WAve Project):** le spectre de JONSWAP (J) (Hasselmann *et al.*, 1973) correspond à des états de mer à fetch limité, c'est-à-dire à une mer en formation. Sa formulation d'origine (voir l'Équation 4.67) inclut un terme supplémentaire par rapport au spectre de PM d'origine (voir l'Équation 4.63) et dépend également de la longueur du fetch,  $F$ . Son pic est plus pointu que celui du spectre de PM. Cette forme originelle du spectre de JONSWAP a une queue de hautes fréquences en  $f^{-5}$ .

$$E_J^{original}(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} \exp \left[ -\frac{5}{4} \left( \frac{f}{f_p} \right)^4 \right] \gamma^\delta \quad (4.67)$$

où

$$\alpha = 0.076 \left( \frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{-0.22} \quad (-); \quad f_p = 3.5 \frac{g}{U_{10}} \left( \frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{-0.33} \quad (s^{-1});$$

$$\delta = \exp \left( -\frac{(f/f_p - 1)^2}{2\sigma^2} \right) \quad (-); \quad \sigma = 0.07 \text{ si } f \leq f_p \text{ et } 0.09 \text{ si } f > f_p \quad (-).$$

$\gamma$  = facteur d'élancement du pic qui varie entre 1 (dans ce cas le spectre de PM d'origine est rétabli) et 7, avec une valeur moyenne de 3.3 (-)

Comme pour le spectre de PM, Goda (1988) a proposé une approximation (voir l'Équation 4.68), dans le cas où l'on connaît la hauteur et la période significatives de la houle,  $H_{1/3}$  et  $T_{1/3}$ .

$$E_J^{Goda}(f) = \beta_J H_{1/3}^2 f_p^4 f^{-5} \exp \left[ -\frac{5}{4} \left( \frac{f}{f_p} \right)^4 \right] \gamma^\delta \quad (4.68)$$

où

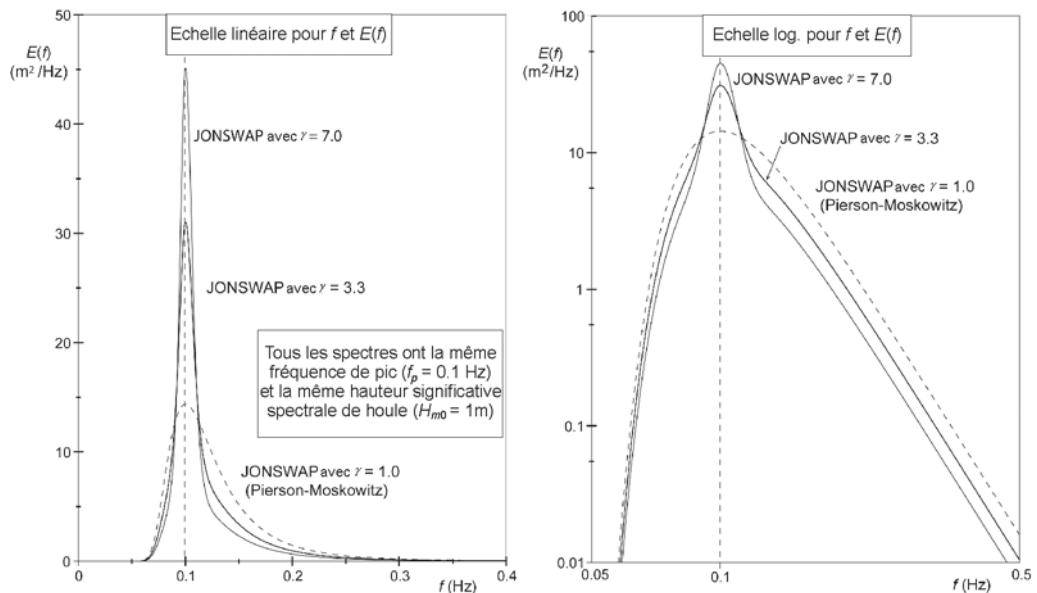
$$\beta_J = \frac{0.0624}{0.230 + 0.0336 \gamma - 0.185(1.9 + \gamma)^{-1}} (1.094 - 0.01915 \ln \gamma) \quad (-);$$

$$T_p = \frac{1}{f_p} = \frac{T_{1/3}}{1 - 0.132(\gamma + 0.2)^{-0.559}} \quad (s).$$

Comme cela a été énoncé ci-dessus, une forme spectrale du spectre de JONSWAP avec une loi de puissance  $f^{-4}$  dans les hautes fréquences du spectre est préférable. Des formes modifiées ont été proposées, entre autres, par Donelan *et al.* (1985) et Aono et Goto (1995); elles sont résumées à l'Encadré 4.5.

**Encadré 4.5 Spectres modifiés de JONSWAP compatibles avec une queue de hautes fréquences en  $f^{-4}$**

<p>Spectre modifié de JONSWAP proposé par Donelan <i>et al.</i> (1985) avec les variables d'entrée <math>U_{10}</math> et <math>F</math> ou <math>m_0</math> et <math>T_p</math>.</p> <p><b>Expression du spectre de fréquence :</b>  <math>E(f) = \alpha (2\pi)^{-4} g^2 f_p^{-1} f^{-4} \exp[-(f/f_p)^{-4}] \gamma^\delta</math>                  Avec les relations suivantes:  <math>\alpha = 0.006 (U_{10}/c_p)^{0.55}</math> pour <math>0.83 &lt; U_{10}/c_p &lt; 5</math>  <math>\gamma = 1.7</math> pour <math>0.83 &lt; U_{10}/c_p &lt; 1</math>  <math>\gamma = 1.7 + 6 \log(U_{10}/c_p)</math> pour <math>1 &lt; U_{10}/c_p &lt; 5</math>  <math>\sigma = 0.08 + 0.32 (U_{10}/c_p)^3</math> pour <math>1 &lt; U_{10}/c_p &lt; 5</math>  <math>\delta = \exp[-(f/f_p - 1)^2 / (2\sigma^2)]</math>  <math>c_p</math> = célérité de phase qui correspond à la fréquence de pic (<math>c_p = g / (2\pi f_p)</math> en eau profonde). <math>U_{10}/c_p = 0.83</math> correspond au point de formation complète, <math>f_p</math> et <math>c_p</math> dépendent toutes les deux de la vitesse du vent, <math>U_{10}</math>, et de la longueur du fetch, <math>F</math>, via :  <math>f_p U_{10} / g = 1.845 (g F/U_{10}^2)^{-0.23}</math>                  Young (1992) a établi des relations pour calculer le spectre directement à partir de la variance, <math>m_0</math>, et de la période de pic, <math>T_p</math>, via :  <math>\alpha = 200 g^{-1.571} m_0^{0.786} T_p^{-3.143}</math>  <math>\gamma = 6.489 + 6 \log(2.649 \cdot 10^7 g^{-2.857} m_0^{1.429} T_p^{-5.714})</math>  <math>\sigma = 0.08 + 6.94 \cdot 10^{-26} g^{8.571} m_0^{-4.287} T_p^{17.142}</math></p>	<p>Spectre modifié de JONSWAP proposé par Aono et Goto (1995) avec les variables d'entrée <math>H_{1/3}</math> et <math>T_{1/3}</math>.</p> <p><b>Expression du spectre de fréquence :</b>  <math>E(f) = \alpha (2\pi)^{-3} g u^* f^{-4} \exp[-(f/f_p)^{-4}] \gamma^\delta</math>                  Avec les relations suivantes:  <math>u^* = H_{1/3}^2 / (g B^2 T_{1/3}^3)</math> <math>B = 0.067</math>  <math>f_p = 1 / (1.136 T_{1/3})</math> <math>f_p^* = f_p u^* / g</math>  <math>\gamma = 6 (f_p^*)^{0.15}</math> <math>\alpha = 0.17 \gamma^{1/3}</math>  <math>\sigma_1 = 0.144</math> pour <math>f &lt; f_p</math>  <math>\sigma_2 = 0.07 f_p^{*-0.16}</math> pour <math>f &gt; f_p</math>  <math>\delta = \exp[-(f/f_p - 1)^2 / (2\sigma^2)]</math>                  Ce spectre est conforme à la loi de puissance 3/2 de Toba (1973, 1997), <math>H^* = B T^{*3/2}</math>, avec une légère variation du coefficient <math>B</math>: 0.067 au lieu de la valeur d'origine de 0.062 (Toba, 1973).</p>
---	---



**Figure 4.29** Spectres de Pierson-Moskowitz et de JONSWAP



- **Spectres de la houle en eau peu profonde**

Pour couvrir les effets à la fois des mers à fetch limité et de l'eau peu profonde, le spectre de **TMA** a été développé (il renvoie aux expériences de **Texel-Marsen-Arsloe**) (Hughes, 1984; Bouws *et al.*, 1985). Ce spectre est constitué de facteurs qui proviennent des spectres de Pierson-Moskowitz et de JONSWAP. Le facteur  $\phi(\omega_h)$  a en outre été introduit pour décrire l'effet de la hauteur d'eau. L'Équation 4.69 décrit le spectre de TMA, qui peut être utilisée en eau peu profonde.

$$E_{TMA}(f) = E_J(f) \phi(\omega_h) \quad (4.69)$$

$$\text{où } \omega_h = 2\pi f \sqrt{h/g}$$

Le facteur supplémentaire  $\phi(\omega_h)$  décrit l'influence de la hauteur d'eau,  $h$ . On peut l'approcher à 4 % près par l'Équation 4.70.

$$\phi(\omega_h) = \begin{cases} \frac{1}{2} \omega_h^2 & \text{pour } \omega_h \leq 1 \\ 1 - \frac{1}{2} [2 - \omega_h]^2 & \text{pour } \omega_h > 1 \end{cases} \quad (4.70)$$

McKee Smith et Vincent (2003) se sont récemment penchés sur la question de la forme d'équilibre des spectres dans la zone de déferlement. Ils ont démontré que le spectre de la zone de déferlement évolue pour présenter deux plages d'équilibre lorsqu'il est exprimé en fonction du nombre d'onde,  $k$ . La plage des hautes fréquences est similaire à celle qu'a proposée Toba (1973, 1977) en eau profonde, avec la forme  $k^{-5/2}$  et elle est valide pour  $kh > 1$ . La seconde plage, entre le nombre d'onde de pic  $k_p$  et  $k = 1/h$ , présente une forme  $k^{-4/3}$ , similaire à la proposition de Zakharov (1999).

#### Spectre directionnel de la houle

Le spectre directionnel de la houle  $S(f, \theta)$  décrit la dépendance de l'énergie de la houle ou de la variance de la surface libre par rapport à la fréquence,  $f$ , et à la direction de la propagation de la houle,  $\theta$ . L'Équation 4.71, souvent utilisée sous cette forme, donne la décomposition conventionnelle du spectre directionnel:

$$S(f, \theta) = E(f) D(f, \theta) \quad (4.71)$$

où  $E(f)$  = spectre de fréquence classique, tel qu'il est utilisé dans la partie précédente de cette section et  $D(f, \theta)$  = fonction de répartition directionnelle.

L'Équation 4.72 donne la relation entre le spectre de fréquence classique et le spectre directionnel.

$$E(f) = \int_0^{2\pi} S(f, \theta) d\theta \quad (4.72)$$

La fonction de répartition directionnelle,  $D(f, \theta)$ , satisfait deux propriétés importantes données par les Équations 4.73 et 4.74.

$$D(f, \theta) \geq 0 \quad \text{pour } \theta \in [0, 2\pi] \quad (4.73)$$

$$\int_0^{2\pi} D(f, \theta) d\theta = 1 \quad (4.74)$$

La première condition ou propriété (Équation 4.74) exprime le fait que la fonction de répartition directionnelle est une fonction non-négative, tandis que la seconde est une conséquence directe de l'Équation 4.71. La fonction de répartition directionnelle modélise donc la répartition directionnelle de l'énergie de la houle pour chaque fréquence  $f$ . L'analyse directionnelle consiste donc à déterminer le spectre directionnel  $S(f, \theta)$ , ou, le spectre de variance  $E(f)$  ainsi que la fonction de répartition directionnelle  $D(f, \theta)$  pour chaque fréquence. À cette fin, il faut mesurer simultanément au moins trois signaux caractéristiques de la houle. On peut y parvenir en utilisant des bouées directionnelles flottantes (qui enregistrent les signaux de pilonnement, de tangage et de roulis, soit trois déplacements) ou une série de houlographes, etc. Il s'agit là toutefois d'un pro-

blème délicat dans la mesure où la fonction continue  $D(f, \theta)$  doit être estimée à partir d'un nombre très limité de données mesurées. Benoît *et al.* (1997b) passent en revue les techniques de mesure et les méthodes d'analyse directionnelle permettant d'obtenir  $D(f, \theta)$ .

Pour des raisons pratiques, les expressions analytiques de la fonction de répartition directionnelle ont été établies pour les états de mer à pic unique (une direction prédominante de la houle). L'Encadré 4.6 donne des exemples de ces modèles de fonction de répartition directionnelle, tirés de Mitsuyasu *et al.* (1975) et de Donelan *et al.* (1985). Des informations supplémentaires sur les paramètres directionnels sont disponibles dans les travaux de Goda (1997) et dans les guides de référence (Massel, 1996; Goda, 2000).

**Encadré 4.6** Deux modèles analytiques pour les fonctions de répartition directionnelle

**cos<sup>2s</sup>( $\theta/2$ ) modèle de Mitsuyasu *et al.* (1975)**

Expression de la fonction de répartition directionnelle :

$$D(f, \theta) = \Delta \cos^{2s}((\theta - \theta_m)/2)$$

où  $\theta_m(f)$  = direction moyenne de la houle et  $\Delta(s)$  = constante afin que l'Équation 4.74 soit satisfaite.

L'exposant  $s$  contrôle la répartition angulaire de l'énergie de la houle (les valeurs élevées de  $s$  correspondent aux fonctions de répartition directionnelles étroites et contrastées). Il dépend de la fréquence et s'exprime comme suit :

$$s/s_p = (f/f_p)^5 \quad \text{pour } f < f_p$$

$$s/s_p = (f/f_p)^{2.5} \quad \text{pour } f > f_p$$

$s_p = s_{max}$ , valeur de l'exposant à la fréquence de pic, où il est maximal. Cela signifie que la répartition angulaire de l'énergie de la houle est la plus étroite à la fréquence de pic. Mitsuyasu *et al.* (1975) ont établi que  $s_p$  varie entre 5 et 20 pour les mers de vent et que sa valeur dépend de la fréquence de pic adimensionnelle :

$$s_p = 11.5 (2\pi f_p U_{10}/g)^{2.5}$$

Goda (1997) a proposé d'utiliser simplement les valeurs constantes suivantes

$$s_p = 10 \quad \text{pour les mers de vent}$$

$$s_p = 25 \quad \text{pour la houle océanique avec une courte distance d'amortissement}$$

$$s_p = 75 \quad \text{pour la houle océanique avec une longue distance d'amortissement}$$

**sech<sup>2</sup>( $\beta\theta$ ) modèle de Donelan *et al.* (1985)**

Expression de la fonction de répartition directionnelle :

$$D(f, \theta) = 1/2 \beta [1/\cosh(\beta(\theta - \theta_m))]^2$$

où  $\theta_m(f)$  est la direction moyenne de la houle.

Le paramètre  $\beta$  contrôle la répartition angulaire de l'énergie de la houle. Il dépend de la fréquence et s'exprime comme suit :

$$\beta = 2.61 (f/f_p)^{1.3} \quad \text{pour } 0.56 < f/f_p < 0.95$$

$$\beta = 2.28 (f/f_p)^{1.3} \quad \text{pour } 0.95 < f/f_p < 1.6$$

$$\beta = 1.24 \quad \text{pour } 1.6 < f/f_p$$

Avec ces expressions, la répartition angulaire de l'énergie de la houle est minimale à une fréquence inférieure de 5 % environ à la fréquence de pic.

Banner (1990) a modifié la dernière expression de  $\beta$  (qui dépend de la fréquence) et a trouvé une meilleure concordance avec les spectres directionnels mesurés en utilisant :

$$\beta = -0.4 + 0.8393 \exp[-0.567 \ln(f/f_p)^2] \quad \text{pour } 1.6 < f/f_p$$

**Relations entre les paramètres statistiques et les paramètres spectraux**

• **Houle en eau profonde**

En supposant que l'élévation de la surface de l'eau suive un processus gaussien stationnaire, et par conséquent que les hauteurs de la houle suivent une distribution de Rayleigh, les Équations 4.75 et 4.76 donnent la relation entre les paramètres statistiques et les paramètres spectraux.

$$\text{Hauteurs significatives de la houle:} \quad H_{1/3} = H_{m0} \quad (4.75)$$

$$\text{Périodes moyennes de la houle:} \quad T_m = T_{02} \quad (4.76)$$

La plupart des paramètres de l'état de mer peuvent être exprimés en fonction des moments spectraux, tels que ceux qui figurent au Tableau 4.11. Voir également le Tableau 4.8 pour quelques facteurs de conversion pratiques des paramètres de hauteur de la houle, suivant une distribution de Rayleigh.

Il est à noter que le facteur « 4 » dans la relation  $H_s = 4\sqrt{m_0}$  est une valeur théorique qui repose sur l'hypothèse que la distribution de Rayleigh s'applique.

Concrètement, l'analyse d'enregistrements affiche des valeurs pouvant descendre jusqu'à 3.6 et Goda (2000) recommande une valeur de 3.8 en eau profonde. Ceci correspond à  $H_{1/3} = 0.95 H_{m0}$ .

**NOTE:** il se peut qu'il y ait une confusion provenant de la documentation existante dans laquelle la notation  $H_s$  sert souvent à désigner soit  $H_{1/3}$  soit  $H_{m0}$  (sans préciser laquelle de ces hauteurs de la houle est prise en compte) et la notation  $H_{rms}$  est souvent utilisée pour désigner  $H_E$ .

En ce qui concerne les **périodes de la houle**, il n'est pas possible d'établir des relations universelles entre, par exemple, la période moyenne,  $T_m$ , et la période de pic spectral,  $T_p$ , dans la mesure où le rapport dépend de la forme du spectre. L'analyse des données relatives à la houle et les simulations numériques de Goda (1988, 2000) ont révélé une gamme de valeurs pour plusieurs facteurs de conversion :

- $T_m/T_p = 0.71$  à  $0.82$  pour un spectre de PM;
- $T_m/T_p = 0.79$  à  $0.87$  pour un spectre de JONSWAP.

En règle générale, on a constaté que l'on pouvait appliquer  $T_{1/3}/T_p = 0.90$  à  $0.96$  et  $T_{1/3}/T_m = 1.13$  à  $1.33$ . À partir de l'analyse des simulations de données de houle, Goda (1988, 2000) a conclu que  $T_{1/3}$  est une caractérisation plus fiable que  $T_m$  dans le cas des mers de vent.

On a récemment constaté que la période moyenne énergétique,  $T_{m-1,0}$ , était une meilleure période caractéristique, plus stable, pour les formules de dimensionnement de la stabilité (voir la Section 4.2.4.5). L'Équation 4.62 donne une relation pratique pour estimer  $T_{m-1,0}$  à partir de  $T_p$ .

Dingemans (1987) a calculé et classé en tableau les valeurs numériques des rapports entre différentes périodes moyennes ( $T_{m-1,0}$ ,  $T_{01}$ ,  $T_{02}$ ) et la période de pic spectral  $T_p$  pour les spectres de PM et de JONSWAP, en tenant compte à la fois d'une queue de fréquence en  $f^{-4}$  et en  $f^{-5}$ , de même que de différentes valeurs du facteur d'élanement du pic,  $\gamma$  (-).

- **Houle en eau peu profonde**

Il faut souligner le fait que l'Équation 4.75 s'applique en eau profonde, mais qu'elle ne convient pas en eau peu profonde. Dans les conditions de shoaling et de pré-déferlement, le rapport  $H_{1/3}/H_{m0}$  dépasse 1 et peut même atteindre des valeurs allant jusqu'à 1.3 voire 1.5 (Thompson et Vincent, 1985; Hamm, 2001). En particulier, Thompson et Vincent (1985) ont proposé l'Équation 4.77 pour l'enveloppe du rapport ci-dessus dans le cas du pré-déferlement :

$$\left( \frac{H_{1/3}}{H_{m0}} \right)_{max} = \exp \left( 0.02289 \left( \frac{h}{g T_p^2} \right)^{-0.43642} \right) \quad (4.77)$$

Pour des applications en eau peu profonde, l'utilisation d'un modèle de distribution des hauteurs de la houle en eau peu profonde, comme la CWD de Battjes et Groenendijk (2000) présentée à l'Encadré 4.4, permet de calculer de rapport de  $H_{1/3}$  sur  $H_{m0}$ . Il faut néanmoins garder à l'esprit que ce modèle fait intervenir une relation empirique entre  $H_{m0}$  et  $H_{rms}$ , ce qui fait que les résultats sont affectés par cette paramétrisation.

#### 4.2.4.6 Formation de la houle dans l'océan et dans les eaux intérieures

##### Mécanismes de formation de la houle et évolution dans l'océan

Le processus le plus important au cours de la formation de la houle est l'action du vent qui fournit de l'énergie au champ de houle. La formation de la houle par le vent est un processus complexe d'interactions entre l'atmosphère et la surface de la mer. Toutefois, des relations empiriques ont été établies afin de décrire la croissance de la hauteur de la houle sous l'action constante et homogène du vent, de même que l'évolution de la période de la houle. Elles sont importantes en ingénierie car elles permettent d'estimer facilement les caractéristiques de la houle à partir des caractéristiques du vent ou de la climatologie. Certaines de ces relations sont présentées dans

cette section. Elles ne peuvent servir que lorsqu'on peut supposer un état de mer stationnaire. Toutefois, ceci ne s'applique pas en cas de tempête dans la mesure où le champ de houle évolue sous l'influence du cisaillement du vent sur l'eau. Un champ de houle sous l'influence du vent (mer de vent) est différent d'un champ de houle qui n'est pas exposé au vent (houle océanique). En général, la houle océanique peut être liée à des tempêtes distantes et elle est caractérisée par un spectre plus étroit avec des fréquences relativement basses (périodes plus grandes) par rapport aux conditions de la mer de vent.

Seuls quelques processus doivent être pris en compte lorsqu'on se trouve en eau profonde. Lorsque l'on effectue un dimensionnement en eau peu profonde, il faut tenir compte de plus de facteurs (voir la Section 4.2.4.7). En eau profonde, en plus de la formation de la houle par le vent, trois autres processus principaux doivent être considérés :

- le **déferlement** de la houle en eau profonde ou **moutonnement**. En eau profonde, la houle peut déferler en cas de dépassement d'une certaine cambrure limite ( $s = H/L$ ) (voir la Section 4.2.4.3). Dans le cas d'une houle régulière, la hauteur d'une vague est limitée par sa cambrure, conformément au critère de déferlement de Miche (1944), à environ 1/7 de la longueur d'onde. Dans la pratique, seules quelques vagues individuelles dans une mer aléatoire s'approchent de cette valeur et la cambrure calculée à l'aide de la hauteur significative de la houle,  $H_s$ , et de la période de pic spectral,  $T_p$ , dépasse rarement  $s_{op} = 0.05$ . Pour une cambrure calculée à partir de la période moyenne de la houle, on obtient  $s_{om} = 0.07$ . Ce facteur est, bien entendu, considéré de manière implicite dans les formules empiriques de formation de la houle ;
- le **transfert d'énergie entre fréquences**. Les transferts d'énergie non-linéaires entre les vagues soulevées par le vent font évoluer le spectre : le pic tend à s'affiner et la fréquence de pic diminue avec l'interaction des vagues au cours de leur propagation. En eau profonde, ces interactions se produisent entre groupes de quatre vagues et sont résonnantes. Associées à la dispersion des fréquences, elles entraînent la formation de conditions de houle océanique (houle presque régulière et de longue période). Les interactions non-linéaires de ce type ne peuvent être prédites qu'à l'aide de modèles de houle spectraux de troisième génération très modernes, bien qu'il soit bien entendu possible de mesurer directement la houle océanique ;
- la **réflexion** et la **diffraction** de la houle par les îles ou les rochers (voir la Section 4.2.4.7).

#### Méthodes empiriques d'estimation des conditions de houle à partir des caractéristiques du vent

Tout comme les vagues individuelles sous l'influence du vent, le spectre de la houle présente également une évolution dans le temps et / ou dans l'espace dans la direction du vent. Par conséquent, les paramètres représentatifs des états de mer (tels que  $H_{m0}$ ,  $T_m$ ,  $T_p$ , etc.) évoluent également avec le temps et / ou la distance. La croissance de la houle soulevée par le vent est traditionnellement décrite à l'aide de formules empiriques, dont certaines sont présentées dans cette section.

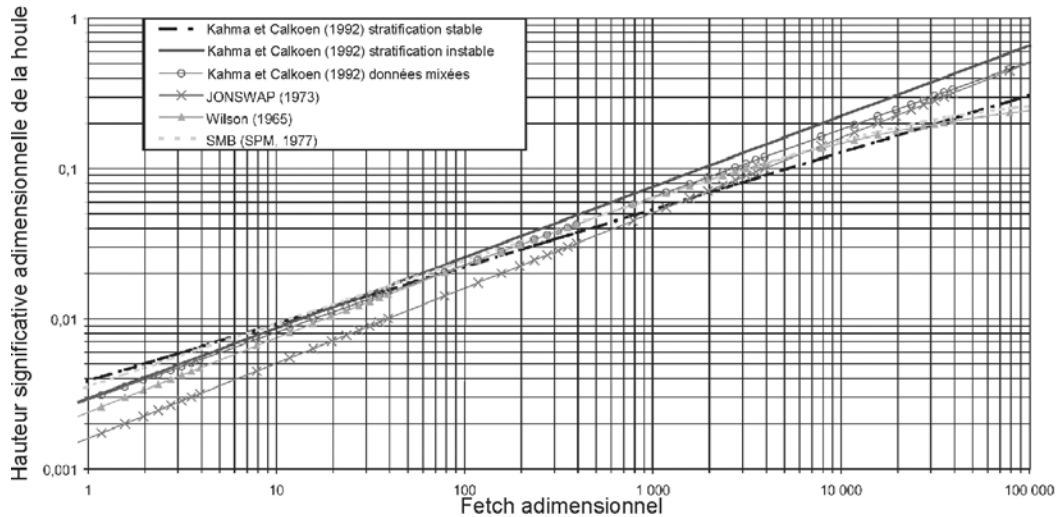
Il a été mis au point une approche qui permet de déterminer la croissance d'une mer par le biais d'une analyse et d'une modélisation numérique du spectre de la houle, mais les méthodes empiriques jouent toujours un rôle important. Les instituts météorologiques et hydrauliques ont fait de gros efforts en matière de prévisions numériques de la houle. Grâce à ces modèles numériques, les paramètres de houle instantanés sont établis à partir de la concentration en énergie du champ de houle, qui est calculée comme étant répartie dans le spectre directionnel de la houle. Les données d'entrée nécessaires pour ces modèles sont les champs de vents, que l'on obtient à partir des cartes météorologiques. Les modèles tiennent compte des processus mentionnés ci-dessus, c'est-à-dire le gain d'énergie dû au transfert de l'énergie du vent, la perte d'énergie par dissipation (déferlement, frottement du fond), les interactions entre les vagues et le transfert d'énergie entre les composantes des vagues individuelles du spectre de fréquence (voir la Section 4.2.4.10).

Les formules empiriques de croissance de la houle sont basées sur les relations entre les paramètres **caractéristiques** de la houle dans le **champ de vent standard**. Ce champ de vent est caractérisé par une vitesse moyenne du vent ( $U_w$ ,  $U_{10}$ , voir la Section 4.2.1), par le fetch  $F$  (la longueur du plan d'eau exposé au vent, mesurée dans la direction du vent) et par la durée,  $t$ , du champ de vent. La hauteur d'eau,  $h$ , constitue un paramètre caractéristique supplémentaire, on le suppose généralement constant sur la zone à laquelle on s'intéresse.

Une mer complètement formée a, pour une valeur  $U_w$  donnée, atteint sa hauteur et sa période de houle maximales (d'équilibre). Dans une mer à fetch limité ou montante, au moins l'un des paramètres ( $F$ ,  $t$  ou  $h$ ) pose une condition limitative à la mer réelle tant qu'ils n'ont pas atteint une certaine valeur minimale au-delà de laquelle la condition limitative disparaît. Avec  $g/U_w^2$  comme facteur d'échelle pour  $H$ ,  $F$  et  $h$ , et  $g/U_w$  comme facteur d'échelle pour  $t$  et  $T$ , les formules empiriques de croissance de la houle sont généralement écrites sous une forme adimensionnelle :  $H^* = f(h^*, F^*, t^*)$  et  $T^* = f(h^*, t^*)$ .

• **Conditions de pleine mer (eau profonde)**

Depuis plus de 50 ans, différents auteurs ont proposé de multiples relations empiriques. Certaines ont été tracées sous une forme adimensionnelle à la Figure 4.30 qui représente la hauteur significative adimensionnelle de la houle,  $gH_s/U_{10}^2$ , en fonction du fetch adimensionnel,  $gF/U_{10}^2$ .



**Figure 4.30** Comparaison de certaines formules de prédiction de la houle en eau profonde

Il ressort clairement de cette figure que ces formules ne sont pas équivalentes et qu'elles donnent des estimations différentes des hauteurs de la houle. Sur la base de différentes comparaisons avec des données expérimentales, la série d'équations suivante est recommandée :

**1. Formules de Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB) telles qu'elles ont été présentées dans le SPM (CERC, 1977)**

Ces formules ont été proposées, à l'origine, par Sverdrup et Munk (1947), puis elles ont été réexaminées par Bretschneider (1954, 1970). Elles apparaissent dans la troisième édition du *Shore Protection Manual (SPM)* (CERC, 1977). Elles permettent une estimation de la hauteur significative de la houle,  $H_s$  (m), (voir l'Équation 4.78) et de la période significative de la houle,  $T_s$  (s), (voir l'Équation 4.79). L'information nécessaire est la vitesse à 10 m au-dessus du niveau moyen de la mer,  $U_{10}$  (m/s), d'un vent qui souffle au-dessus d'un fetch de longueur,  $F$  (m), pour une mer complètement formée, c'est-à-dire si la durée de l'action du vent est supérieure à  $t_{min}$  (heures),  $t_{min}$  peut être calculée par l'Équation 4.80.

$$\frac{g H_s}{U_{10}^2} = 0.283 \tanh \left( 0.0125 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{0.42} \right) \tag{4.78}$$

$$\frac{g T_s}{U_{10}} = 7.54 \tanh \left( 0.077 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{0.25} \right) \tag{4.79}$$

$$\frac{g t_{min}}{U_{10}} = 0.00183 \exp \left[ \left( 0.0161x^2 - 0.3692x + 2.2024 \right)^{1/2} + 0.8798x \right] \tag{4.80}$$

où  $x = \ln \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)$

Les courbes de prédiction de la hauteur et de la période significatives de la houle basées sur ces formules sont données dans le SPM (CERC, 1977) (pages 3-36 et 3-37 du Vol. I). La quatrième édition du SPM (CERC, 1984) contient différentes formules et courbes de prédiction de la houle, basées sur un calcul intermédiaire de la contrainte due au vent et modifiées de manière à se conformer aux formules de JONSWAP. La fiabilité en toutes situations des formules du SPM (1984) a récemment été remise en question, en particulier pour les événements extrêmes et/ou les fetchs courts. Elles sont désormais considérées comme moins fiables que les formules de SMB et il ne faut donc pas les utiliser pour des applications pratiques.

## 2. Formules de Wilson (1965), revues par Goda (2003):

Wilson (1965) a proposé une autre série de formules pour estimer la hauteur significative de la houle,  $H_s = H_{1/3}$  (m), (voir l'Équation 4.81), la période significative de la houle,  $T_s = T_{1/3}$  (s), (voir l'Équation 4.82) et la durée minimale,  $t_{min}$  (heures) (voir l'Équation 4.83), avec la même notation et convention pour les unités que ci-dessus.

$$\frac{g H_s}{U_{10}^2} = 0.3 \left( 1 - \left( 1 + 0.004 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{1/2} \right)^{-2} \right) \quad (4.81)$$

$$\frac{g T_s}{U_{10}} = 8.61 \left( 1 - \left( 1 + 0.008 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{1/3} \right)^{-5} \right) \quad (4.82)$$

$$\frac{U_{10} t_{min}}{F} = 0.01194 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{-0.27} \quad \text{ou} \quad \frac{g t_{min}}{U_{10}} = 0.01194 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{0.73} \quad (4.83)$$

La Figure 4.31 donne les courbes de prédiction pour la hauteur et la période significatives de la houle.

## 3. Formules de Kahma et Calkoen (1992):

Kahma et Calkoen (1992) ont effectué une analyse détaillée de la croissance de la houle due au vent en tenant compte de la stabilité de l'interface air-mer. Ils ont démontré que des conditions instables entraînent une augmentation de la hauteur et de la période de la houle et ils ont proposé deux séries de formules: une série pour les **conditions stables** et une pour les **conditions instables**, de même qu'une formule mixte pour l'ensemble des données. La formule mixte est en concordance relativement étroite avec les formules de SMB et de Wilson (voir la Figure 4.31). La formule pour les conditions instables peut permettre d'obtenir des estimations sécuritaires des paramètres de houle. Les trois séries de formules ont la même forme, illustrée par les Équations 4.84 et 4.85, les valeurs des coefficients étant présentées au Tableau 4.13.

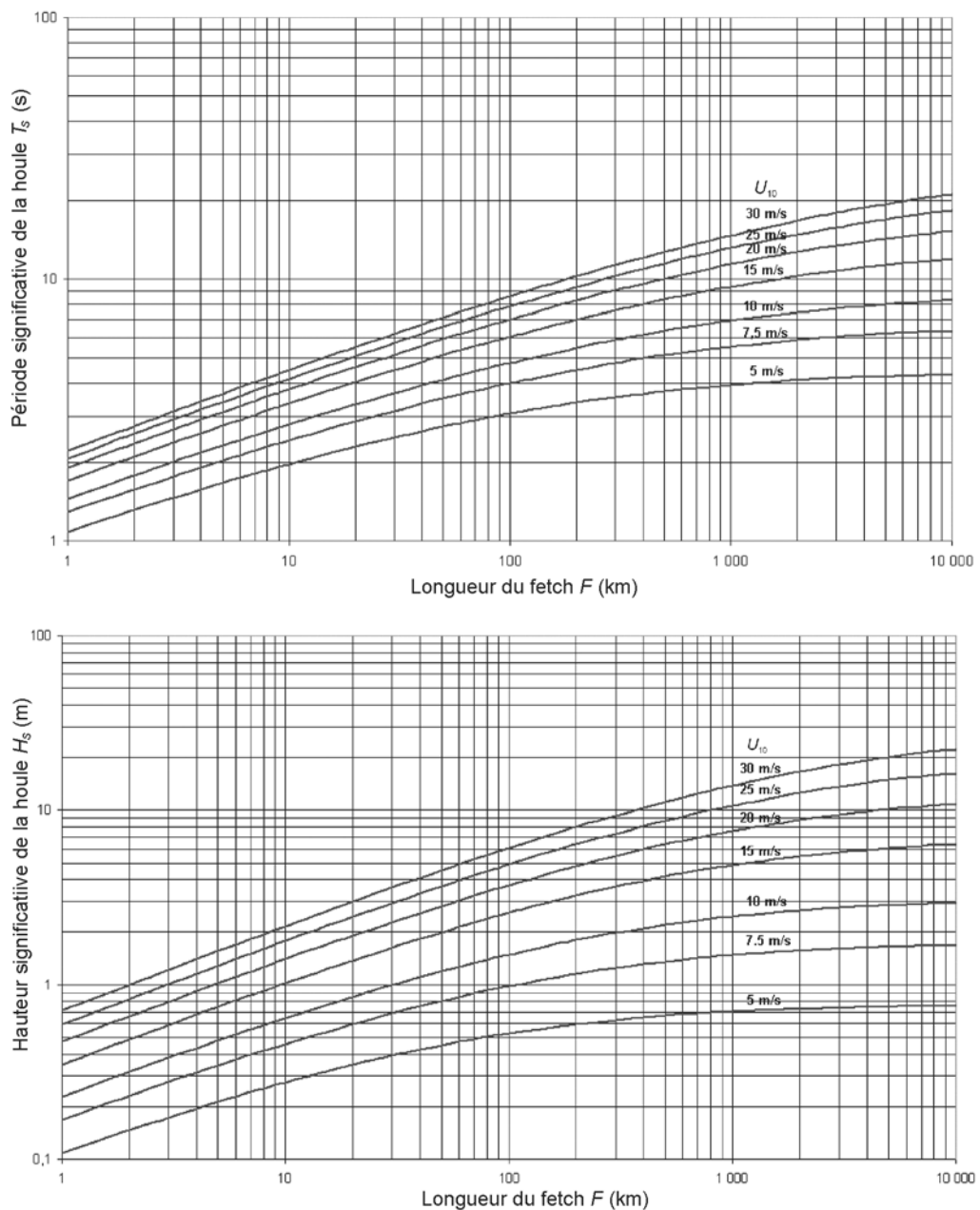
$$\frac{g H_s}{U_{10}^2} = A \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^B \quad (4.84)$$

$$\frac{g T_s}{U_{10}} = C \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^D \quad (4.85)$$

**Tableau 4.13** Coefficients des courbes de prédiction de la houle, par Kahma et Calkoen (1992)

Coefficients dans les Équations 4.84 et 4.85	A	B	C	D
Stratification stable	$3.86 \cdot 10^{-3}$	0.38	0.5236	0.24
Stratification instable	$2.94 \cdot 10^{-3}$	0.47	0.4425	0.28
Ensemble de données mixtes	$2.88 \cdot 10^{-3}$	0.45	0.4587	0.27





**Figure 4.31** Courbes de prédiction de la période significative de la houle (en haut) et de la hauteur significative de la houle (en bas) en eau profonde (Wilson (1965) revisité par Goda (2003)).

- **Réservoirs et lacs**

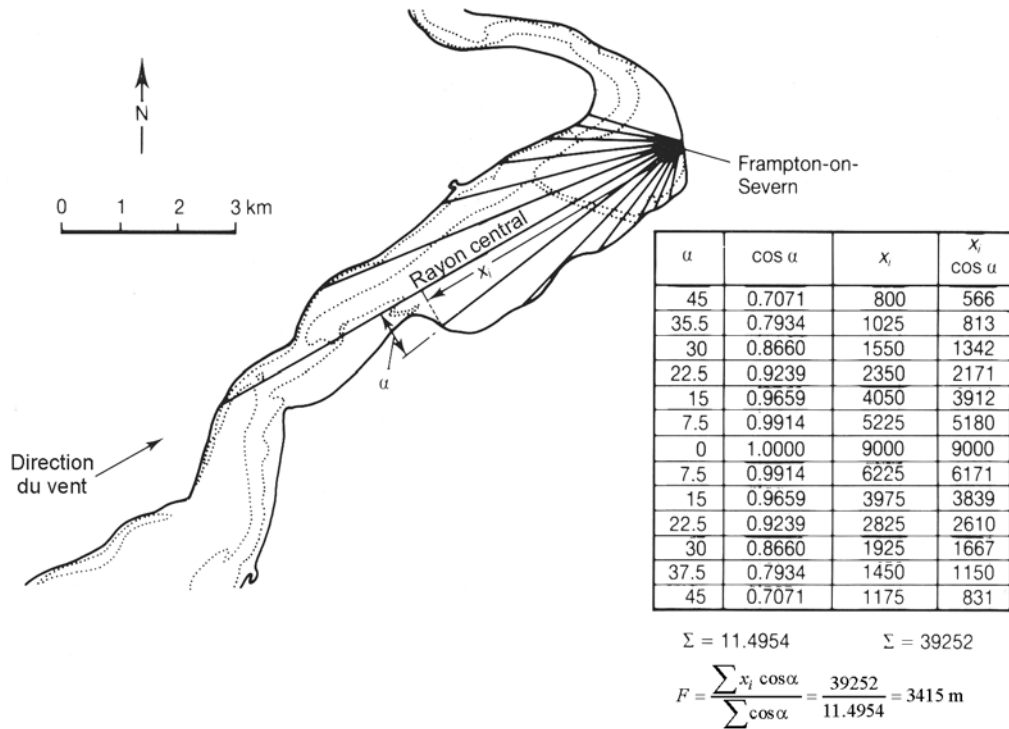
Les méthodes de prédiction présentées ci-dessus ne peuvent pas être appliquées directement aux eaux intérieures, aux réservoirs et aux lacs, puisque la majorité des mesures de la houle à partir desquelles ces méthodes ont été mises au point ont été effectuées en haute mer. Toutefois, la prédiction de la houle est un élément particulièrement important dans le cas des réservoirs, dans la mesure où il faut construire la protection appropriée contre la houle avant le remplissage du réservoir, ce qui fait que les mesures du climat de la houle sont exclues du processus de dimensionnement. Les mesures faites sur les réservoirs britanniques (Owen, 1988) ont montré que les méthodes destinées à la haute mer ne présentent pas de concordance satisfaisante pour toutes les conditions.

On examinera ici trois méthodes permettant d'aborder le cas des eaux intérieures : la **méthode de Saville**, la **méthode de Donelan** et la **méthode de Young et Verhagen**. Il est suggéré de les adopter pour les lacs et réservoirs de petites et moyennes dimensions. Dans le cas des très grands fetchs, il est probablement préférable d'appliquer les méthodes de haute mer.



**(a) Méthode de Saville (ou méthode SMB avec fetch effectif)**

Cette méthode utilise les formules et les courbes de prédiction de la houle pour la haute mer (voir les Équations 4.78 et 4.79) et les adapte aux réservoirs à l'aide du concept de fetch effectif (Saville *et al.*, 1962). La définition du fetch effectif est illustrée à la Figure 4.32. Une caractéristique notable est que le fetch effectif est indépendant de la vitesse du vent. Le fetch effectif de Saville ne doit pas être utilisé avec d'autres formules de prédiction de la houle que celles de la méthode SMB; dans le cas contraire, il en résulterait d'importantes sous-estimations de la hauteur de la houle.



**Figure 4.32** Exemple de calcul de la longueur du fetch effectif selon la méthode de Saville

**(b) Méthode de Donelan**

La méthode de Donelan est présentée dans plusieurs publications (Donelan, 1980; Bishop et Donelan, 1989; Bishop *et al.*, 1992; Donelan *et al.*, 1992). Elle repose sur l'idée que la longueur du fetch devrait être mesurée dans la direction de la houle plutôt que dans la direction du vent, et que la vitesse du vent utilisée pour prédire la houle devrait donc être la composante dans la direction de la houle. Cette méthode ne suppose pas que la direction du vent,  $\phi_w$ , et la direction de la houle,  $\theta$ , coïncident. Si l'angle entre la direction du fetch et la direction du vent est important, on peut s'attendre à ce que la direction de la houle soit faussée par des fetchs longs. Dans le cas des plans d'eau longs et étroits, la direction de la houle suit probablement l'axe du plan d'eau (plutôt que la direction du vent) pour une vaste gamme de directions du vent. Sur le Lac Ontario, on a observé des différences de  $|\phi_w - \theta|$  pouvant atteindre  $50^\circ$ .

Dans le cas des fetchs de forme classique, la direction prédominante de la houle est supposée donner la valeur maximale de la période de la houle (pour une vitesse du vent donnée). Pour un point avec une répartition connue de fetch  $F_\theta$  ( $F_\theta$  est le fetch dans la direction  $\theta$ ), la relation entre la direction de la houle,  $\theta$ , et la direction du vent,  $\phi_w$ , peut être obtenue en maximisant  $\cos(\phi_w - \theta) F_\theta^{0.426}$ .

Pour tout rivage irrégulier et pour une direction du vent donnée, la valeur de  $\theta$  qui satisfait cette condition ne peut être déterminée que par la méthode des approximations successives (Bishop et Donelan, 1989; Massel, 1996). Comme  $\theta$  est indépendant de la vitesse du vent, il ne faut qu'une série de calculs pour un plan d'eau donné. Une fois que  $\theta$  a été déterminé, la hauteur significative de la houle, la période de pic et la durée minimale du vent sont calculées à partir des Équations 4.86 à 4.88 (tirées des formules de JONSWAP modifiées):

$$\frac{g H_s}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} = 0.00366 \left( \frac{g F_\theta}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} \right)^{0.38} \quad (4.86)$$

$$\frac{g T_p}{U_{10} \cos(\theta - \phi_w)} = 0.542 \left( \frac{g F_\theta}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} \right)^{0.23} \quad (4.87)$$

$$\frac{g t_{min}}{U_{10} \cos(\theta - \phi_w)} = 30.1 \left( \frac{g F_\theta}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} \right)^{0.77} \quad (4.88)$$

La valeur du fetch directionnel,  $F_\theta$ , est limitée par le critère exprimé par l'Équation 4.89 pour éviter le surdéveloppement de l'énergie de la houle.

$$\frac{g F_\theta}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} \leq 9.47 \cdot 10^4 \quad (4.89)$$

Pour cette valeur du fetch directionnel adimensionnel,  $F_\theta$ , la houle est complètement formée, ce qui donne les Équations 4.90 et 4.91.

$$\frac{g H_s}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} = 0.285 \quad (4.90)$$

$$\frac{g T_p}{U_{10} \cos(\theta - \phi_w)} = 7.56 \quad (4.91)$$

### (c) Méthode de Young et Verhagen

Young et Verhagen (1996) ont analysé un grand nombre de mesures de la houle effectuées au Lac George (Australie). À partir de ces données, ils ont pu proposer des formules de prédiction de la houle incluant à la fois l'effet du fetch,  $F$ , et la hauteur d'eau,  $h$  (voir les Équations 4.92 et 4.93). Les formules sont basées sur les formules du SPM (CERC, 1984) pour la formation de la houle dans une hauteur d'eau finie et s'expriment sous la forme suivante :

$$\frac{g H_s}{U_{10}^2} = 0.241 \left( \tanh A_1 \tanh \left( \frac{B_1}{\tanh A_1} \right) \right)^{0.87} \quad (4.92)$$

$$\text{où } A_1 = 0.493 \left( \frac{g h}{U_{10}^2} \right)^{0.75} \quad \text{et} \quad B_1 = 0.00313 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{0.57} .$$

$$\frac{g T_p}{U_{10}^2} = 7.519 \left( \tanh A_2 \tanh \left( \frac{B_2}{\tanh A_2} \right) \right)^{0.37} \quad (4.93)$$

$$\text{où } A_2 = 0.331 \left( \frac{g h}{U_{10}^2} \right)^{1.01} \quad \text{et} \quad B_2 = 0.0005215 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{0.73} .$$

Cette dernière méthode offre l'avantage de prendre en compte la hauteur d'eau réelle, ce qui est important dans le cas des réservoirs. En effet, le niveau moyen de l'eau dans un réservoir peut changer de manière significative sur une année, ce qui entraîne des variations importantes de la longueur du fetch et de la hauteur d'eau. Ces deux paramètres figurent dans les formules ci-dessus.

Plus tard, Young (1997) a remarqué que ces formules ne permettent pas de modéliser correctement la hauteur de la houle pour les fetchs courts, ce qui a été attribué au fait que les formules reviennent aux formules de JONSWAP (Hasselmann *et al.*, 1973) dans de tels cas. Pour mieux traiter ce cas, il a proposé une équation qui doit être intégrée numériquement afin d'obtenir une courbe de croissance de la houle.

- **Houle cyclonique**

Les conditions de houle formée par un cyclone peuvent être approchées à l'aide du modèle de houle paramétrique de Young (1988). Ce modèle restitue la physique de la houle induite par les cyclones tropicaux par le biais de la formulation de JONSWAP du spectre de la houle. La force dans ce modèle est celle du vent de surface qui souffle sous la tempête en mouvement ; le modèle prescrit la hauteur et la période maximales de la houle, laquelle est une forte houle océanique engendrée par la tempête. Le US Army Corps of Engineers a adopté cette formulation ainsi qu'un monogramme dans le *Coastal Engineering Manual (CEM)* (USACE, 2003).

- **Remarques sur l'applicabilité des formules de prédiction de la houle**

Les formules de prédiction simples énumérées ci-dessus peuvent être utilisées dans des cas réels sous réserve que la hauteur d'eau ne varie pas de manière significative sur la zone considérée et que le champ de vent soit homogène (à la fois en matière de vitesse et de direction). Quelques remarques concernant l'applicabilité générale de ces formules :

1. Les formules ci-dessus peuvent ne pas convenir à la situation particulière où les fetchs sont très limités (inférieurs à 1 km) mais où le vent est extrêmement fort (de l'ordre de 100 km/h ou plus). On rencontre par exemple cette situation dans l'estimation de la hauteur de la houle dans un bassin de retenue ou dans un réservoir soumis à de violentes conditions de tempête. Ceci correspond à des fetchs adimensionnels,  $gF/U_{10}^2$ , proches de ou inférieurs à 1. Dans de tels cas, les hauteurs de houle dépassent les 1 m en quelques centaines de mètres de fetch. La plupart des formules de prédiction de la houle ne sont pas calibrées pour ces situations. Van der Meer *et al.* (2003) se sont attaqués à ce point et ont comparé un certain nombre de formules, ils ont conclu que les formules de Wilson (1955) conviennent à ce type de situation (Équations 4.81 et 4.83).
2. Seules des méthodes simples sont données ici pour le calcul des conditions de houle. Aujourd'hui, on utilise des modèles de houle numériques dans de nombreuses situations. La plupart d'entre eux sont des modèles de houle spectraux de troisième génération (p. ex. les modèles WAM, SWAN, TOMAWAC et WAVEWATCH). Bien entendu, la modélisation numérique requiert plus d'efforts humains et informatiques pour obtenir les prédictions de houle, mais elle est beaucoup plus fiable que les méthodes simples évoquées ci-dessus. Ces modèles numériques doivent être utilisés lorsque la configuration bathymétrique est irrégulière et / ou lorsque les conditions de vent ne sont pas homogènes sur tout le plan d'eau ou qu'elles évoluent avec le temps. Ce type de modèles de houle est brièvement abordé à la Section 4.2.4.10.

#### **4.2.4.7 Transformation de la houle du large à la côte**

Dans le cas des ouvrages côtiers, il faut tenir compte des effets sur la houle incidente de la diminution des hauteurs d'eau et de la forme des côtes. Ces facteurs entraînent la transformation de la houle incidente à cause des phénomènes de réfraction, de shoaling, de diffraction et finalement de déferlement de la houle. Ce dernier se traduit par une dissipation significative de l'énergie et il est souvent le principal facteur de limitation de la hauteur de la houle de dimensionnement - et par conséquent de l'action qui s'applique sur l'ouvrage. Tous ces phénomènes dépendent de la hauteur d'eau et, de ce fait, il est nécessaire de disposer d'une description adéquate de la bathymétrie (voir la Section 4.1). Cette section présente les graphiques et formules permettant au concepteur de faire une première évaluation de l'influence de ces phénomènes. Cependant, pour une description spatiale complète des paramètres de la houle, il convient d'utiliser des modèles numériques de propagation de la houle adéquats (voir la Section 4.2.4.10).

#### **Réfraction**

La réfraction est la variation de la vitesse de propagation de la houle et, par conséquent, de la direction de propagation de la houle, lorsque la houle se propage dans des hauteurs d'eau qui varient. Dans une hauteur d'eau décroissante, la direction de la houle incidente,  $\beta$  (°), par rapport

à l'ouvrage s'orientent perpendiculairement aux lignes bathymétriques. Ceci implique habituellement que les crêtes des vagues tendent à être plus parallèles au trait de côte lorsqu'elles approchent les eaux moins profondes (voir les Figures 4.33a et 4.33b), mais ce n'est pas le cas en présence d'un courant arrière (voir Figure 4.33c). La variation correspondante de la hauteur de la houle (par rapport à la hauteur de la houle au large,  $H_o$ ), due à la redistribution de l'énergie le long des crêtes, est habituellement exprimée par le coefficient de réfraction  $K_R$ .

En appliquant la théorie de la houle linéaire à une houle régulière avec un nombre d'onde,  $k$ , et une direction,  $\beta_o$ , au large, on déduit de l'Équation 4.94 la direction locale de la houle,  $\beta$ , à la hauteur d'eau,  $h$ .

$$\beta = \arcsin\left(\sin \beta_o \tanh(k h)\right) \quad (4.94)$$

Le coefficient de réfraction correspondant,  $K_R$ , est calculé à l'aide de l'Équation 4.95.

$$K_R = (\cos \beta_o / \cos \beta)^{1/2} \quad (4.95)$$

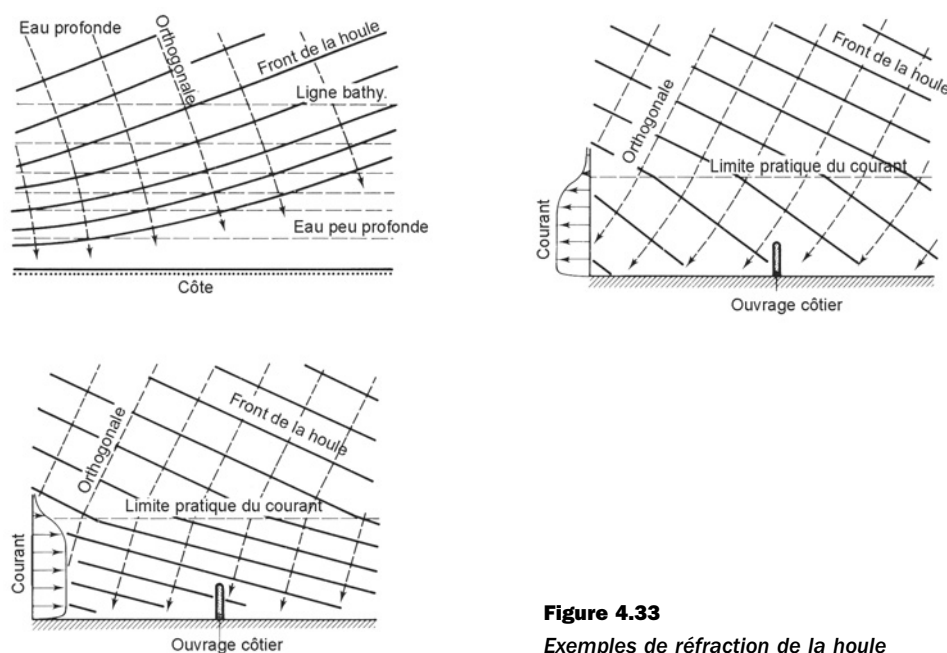
Dans le cas d'une mer irrégulière, on obtient une valeur effective représentative en appliquant une procédure de moyennisation à une série de fréquences  $f$  adéquates, ou aux nombres d'onde,  $k$ , correspondants, et aux directions au large,  $\beta_o$ . Des facteurs de pondération doivent être déterminés pour rendre compte des contributions relatives  $(\Delta E)_{ij}$  des intervalles  $(\Delta f, \Delta \beta)$  à la concentration énergétique totale,  $m_0$ , du spectre directionnel,  $S(f, \beta)$ .

Si l'on néglige les effets de shoaling, cela mène aux Équations 4.96 et 4.97.

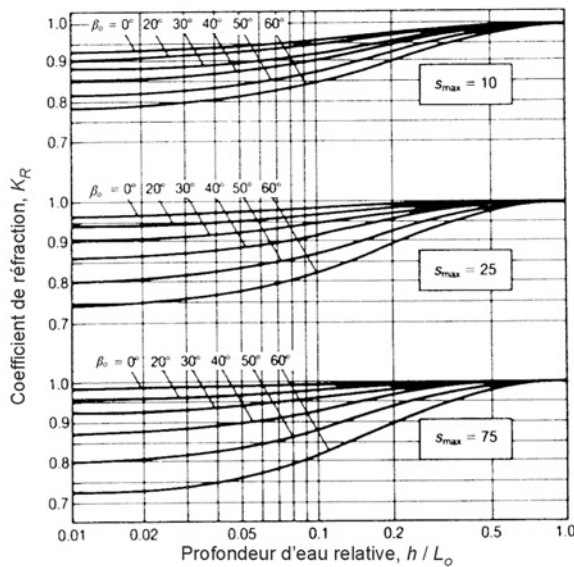
$$(\Delta E)_{ij} = \frac{1}{m_0} \int_{\Delta f} \int_{\Delta \beta} S(f, \beta) df d\beta \quad (4.96)$$

$$K_R = \sqrt{\sum_i \sum_j (\Delta E)_{ij} (K_R)_{ij}^2} \quad (4.97)$$

Pour des raisons pratiques, on choisit généralement des intervalles  $\Delta f$  et  $\Delta \beta$  de largeurs variables, centrés autour d'un certain nombre de valeurs représentatives de  $f$  et  $\beta$ , respectivement (par exemple en exigeant des contributions énergétiques égales pour chaque intervalle). Après avoir appliqué une forme approfondie de cette méthode, Goda (2000) a proposé des diagrammes (voir la Figure 4.34) pour  $K_R$  dans un champ de houle directionnel sur une côte présentant des lignes bathymétriques rectilignes et parallèles.



**Figure 4.33**  
Exemples de réfraction de la houle



Note :  $S_{max}$  est un paramètre utilisé pour décrire la dispersion directionnelle. Goda (2000) propose les valeurs suivantes :

- |   |                |
|---|----------------|
| i) mer de vent  | $S_{max} = 10$ |
| ii) houle océanique avec une courte distance d'amortissement (cambure relativement élevée)  | $S_{max} = 25$ |
| iii) houle océanique avec une longue distance d'amortissement (cambure relativement petite) | $S_{max} = 75$ |

**Figure 4.34**

$K_R$  pour un champ de houle directionnelle irrégulière sur une côte présentant des lignes bathymétriques rectilignes et parallèles (Goda, 2000)

### Shoaling

Le *shoaling*, également appelé « levée » est une variation de la hauteur de la houle lorsque celle-ci se propage dans des hauteurs d'eau variables. L'effet de shoaling est normalement exprimé par le coefficient de shoaling,  $K_S$ , qui est défini comme étant la hauteur locale de la houle par rapport à  $H_o$ . À l'aide de la théorie de la houle linéaire  $K_S$  peut, pour une période de houle,  $T$ , donnée, être exprimé en fonction de la hauteur d'eau,  $h$  (voir l'Équation 4.98).

$$K_S = \left[ \tanh(k h) \left( 1 + \frac{2 k h}{\sinh(2 k h)} \right) \right]^{-1/2} \quad (4.98)$$

Dans le cadre des limites habituelles liées à la théorie de la houle linéaire, l'équation ci-dessus donne des estimations qui conviennent à l'ingénierie. Elle peut également être appliquée à des états de mer irréguliers, si l'on utilise  $H_{m0}$  et  $T_p$ . Dans ce dernier cas (répartition de l'énergie sur la fréquence) et à cause des effets non linéaires (amplitude finie), Goda (2000) a fait état d'une erreur d'environ 10 % par rapport à l'Équation 4.98. Cependant, lorsque l'on examine des vagues individuelles, l'erreur est plus forte dans la zone proche du rivage et, dans ce cas, il est possible d'utiliser l'approche analytique de Shuto (1974).

Il va sans dire que l'expression de  $K_S$  ci-dessus a une limite : elle ne peut jamais atteindre de très hautes valeurs, à cause du déferlement de la houle. Cet effet est analysé ci-dessous. Si l'ouvrage est situé dans la zone de déferlement, le shoaling n'a aucun effet, parce que la houle déferle avant d'atteindre l'ouvrage. Le shoaling n'est important que si l'ouvrage est situé dans cette zone de shoaling. Dans ce cas, les conditions de houle en eau profonde peuvent être accentuées par le shoaling avant que l'ouvrage ne soit atteint. Ceci est particulièrement vrai pour la houle à faible cambure sur des fonds très inclinés sur lesquels cet accroissement de la hauteur de la houle peut être très important et entraîner un fort déferlement (plongeant ou gonflant).

### Dissipation due au frottement de fond

En dehors du cas d'une longue houle océanique qui se propage sur de longues distances sur des plateaux continentaux ou dans la zone des eaux littorales, la dissipation de l'énergie due au frottement de fond est généralement d'une importance moindre par rapport aux autres processus abordés dans cette section (Hamm *et al.*, 1993).

### Interactions de la houle avec les courants ambiants

Lorsque la houle interfère avec un courant (de marée), la propagation et les paramètres de la houle sont affectés. De ce fait, pour obtenir des conditions de dimensionnement appropriées, la question des probabilités combinées se pose (voir la Section 4.2.5). De l'effet d'un courant ambiant de vitesse,  $U$ , et de direction,  $\theta_U$ , résulte une fréquence angulaire de la houle (modifiée),  $\omega_a$  (rad/s), donnée par l'Équation 4.99.

$$\omega_a = \omega_r + k U \cos(\theta - \theta_U) \quad (4.99)$$

où  $k = 2\pi/L =$  nombre d'onde,  $\omega_a = 2\pi/T_a =$  fréquence angulaire absolue (c'est-à-dire mesurée dans un référentiel fixe),  $\omega_r = 2\pi/T_r =$  fréquence angulaire relative (c'est-à-dire mesurée dans un référentiel se déplaçant à la vitesse du courant,  $U$ ).

La fréquence angulaire relative est la solution de la relation de dispersion classique donnée par l'Équation 4.38.

L'interaction de la houle avec les courants cause également une réfraction. Cela est dû au changement de vitesse de propagation de la houle lorsque la houle avance dans le courant. La Figure 4.33 montre l'effet de la réfraction du courant pour une houle qui s'oppose ou qui suit un courant local avec un certain angle. Des exemples de ce phénomène peuvent être observés dans les courants de marée et les courants littoraux et près de l'embouchure des rivières, là où les courants de jusant augmentent la hauteur de la houle de manière significative.

L'association des courants et de la houle a une influence sur les vitesses d'écoulement de dimensionnement près du fond de la mer, par exemple pour une protection de fond ou une protection anti-affouillement. Les Sections 5.2.1.9, 5.2.2.5 et 5.2.3.2 présentent une méthode d'évaluation et de dimensionnement de cette action hydraulique combinée.

### Diffraction

Les obstacles et les ouvrages tels que les pieux, les digues, les caps, les îles, etc. interfèrent avec la propagation de la houle. Le champ de houle qui en résulte autour de l'ouvrage présente généralement un changement marqué par rapport au champ de houle non perturbé. Le champ de houle qui en résulte est une superposition :

1. De la houle incidente.
2. De la houle réfléchi par l'ouvrage.
3. De l'énergie de la houle rayonnant depuis certains points des parties exposées de l'ouvrage.

Le changement de hauteur de la houle qui en résulte, exprimé comme la hauteur locale de la houle par rapport à la houle non perturbée incidente, est exprimé par le coefficient de diffraction,  $K_d$  (-). L'amplitude des composants (2 et 3 de la liste ci-dessus) est largement déterminée par les caractéristiques de l'ouvrage en matière de réflexion.

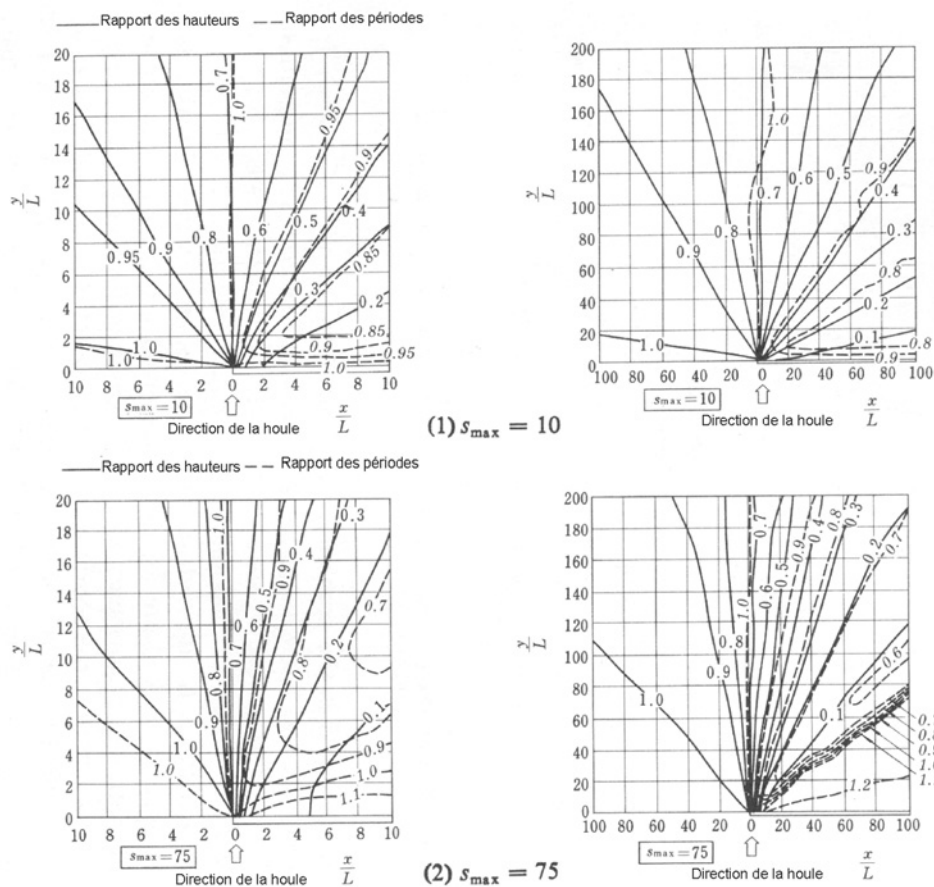
On effectue souvent une analyse de la diffraction à l'aide de modèles numériques dans la mesure où les autres options ne sont disponibles que pour des géométries très simples, par exemple alignement et section transversale de perrés, de digues et d'épis. Le principe des méthodes numériques repose sur la résolution de l'équation stationnaire de Laplace pour le potentiel de vitesse de la houle lorsque la hauteur d'eau est constante (Sommerfield, 1896). Les conditions aux limites classiquement appliquées sont des ouvrages imperméables dotés d'un mur vertical. Des modèles plus sophistiqués sont fondés sur l'équation de **Berkhoff** (également appelé « mild slope equation » en anglais) (Berkhoff, 1972) qui représente les effets combinés de la réfraction, du shoaling, de la diffraction et de la réflexion sur les ouvrages. À l'instar de l'équation de Laplace, celle-ci repose sur la théorie de la houle linéaire, c'est-à-dire des ondes de faible amplitude. Elle a été mise au point à l'origine pour la houle régulière mais elle peut facilement être étendue au cas de la houle aléatoire à courte crête en utilisant une superposition linéaire des calculs correspondant à une houle régulière. Le déferlement induit par la profondeur et la dissipation engendrée par le frottement de fond peuvent également être inclus.



Ce principe peut servir à créer des diagrammes normalisés de la distribution spatiale des courbes diffractées. Celles-ci doivent néanmoins être basées sur une houle aléatoire plutôt que régulière dans la mesure où les diagrammes classiques de houle régulière peuvent entraîner une sous-estimation des hauteurs de la houle. À l'aide d'une méthode similaire à celle qui a été décrite pour la réfraction, les coefficients de diffraction effective,  $K_d$ , peuvent être calculés pour un champ de houle directionnelle aléatoire. Les résultats de Goda (2000) sont présentés aux Figures 4.35 à 4.37, pour une houle d'incidence normale aux digues, où  $x$  et  $y$  sont les coordonnées cartésiennes du point étudié, la direction de l'axe des  $x$  suivant l'axe de la digue. Chaque figure contient quatre diagrammes qui couvrent à la fois la houle localement soulevée par le vent ( $s_{max} = 10$ ) et la houle océanique presque unidirectionnelle ( $s_{max} = 75$ ) dans les zones à la fois proches et éloignées de la digue (voir l'Encadré 4.6 pour la définition du facteur de dispersion,  $s_{max}$ ). La Figure 4.35 montre les résultats pour une digue semi-infinie et les Figures 4.36 et 4.37 montrent les résultats pour une passe dans une digue infinie. Dans le cas de la passe, le paramètre principal est la largeur relative de la passe  $B/L$  ( $L =$  longueur d'onde locale à la passe de largeur  $B$ ). Deux cas sont présentés:  $B/L = 1$  et  $B/L = 4$ . Pour  $B/L$  supérieur à 5 environ, les deux parties de la digue interfèrent avec la houle de manière indépendante et la superposition des résultats obtenus selon le principe de la Figure 4.35 donne une meilleure approximation de  $K_d$ .

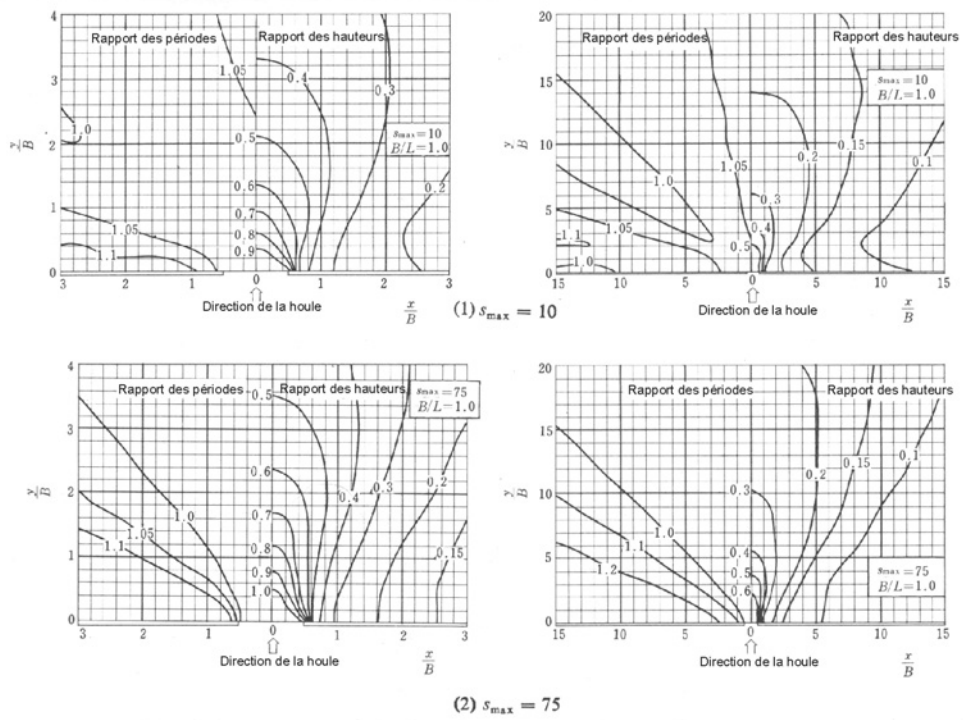
Pour les angles d'incidence non nuls ( $\beta \neq 0^\circ$  par rapport à la normale à la digue), les diagrammes peuvent encore être utilisés si l'on effectue une rotation à la digue, en maintenant les coordonnées d'origine, mais avec  $B$  réduite à une largeur imaginaire égale à  $B \cos \beta$ .

En conclusion, il faut savoir que les diagrammes donnés ne peuvent être utilisés que pour une approximation grossière de  $K_d$ , lorsque les conditions ne diffèrent pas trop des cas donnés. Il faut également souligner que les diagrammes directionnels de diffraction de la houle qui s'appuient sur des conditions de houle régulière ne doivent pas être utilisés dans la mesure où ils tendent à sous-estimer  $K_d$  et, de ce fait, les hauteurs de la houle. Il est préférable d'utiliser un modèle numérique de propagation de la houle qui résout l'équation de Berkhoff (Berkhoff, 1972) avec des conditions de houle aléatoire imposées aux limites côté mer.

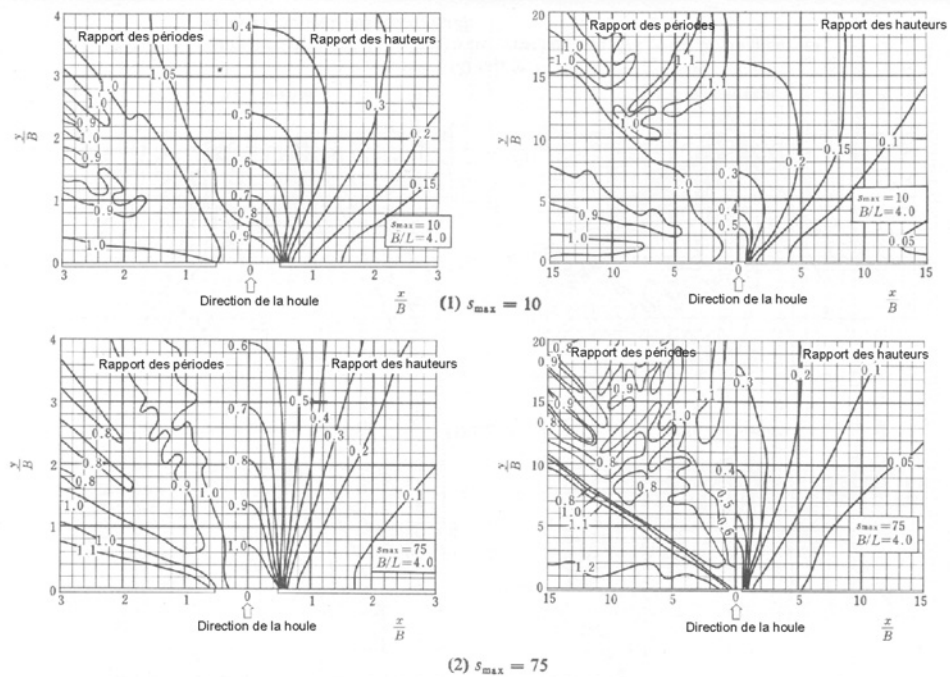


**Figure 4.35** Diagrammes de diffraction pour une digue semi-infinie dans le cas d'une houle aléatoire dont l'incidence est perpendiculaire (Goda, 2000)





**Figure 4.36** Diagrammes de diffraction pour une passe de digue avec  $B/L = 1.0$  dans le cas d'une houle aléatoire dont l'incidence est perpendiculaire (Goda, 2000)



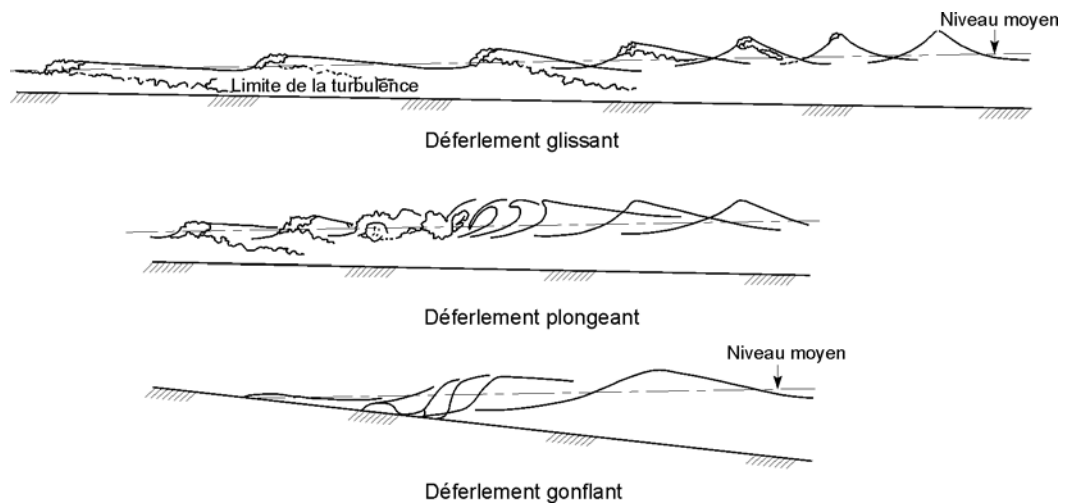
**Figure 4.37** Diagrammes de diffraction pour une passe de digue avec  $B/L = 4.0$  dans le cas d'une houle aléatoire dont l'incidence est perpendiculaire (Goda, 2000)

## Dissipation due au déferlement

### Généralités sur le déferlement de la houle

Le déferlement de la houle survient principalement à cause de deux phénomènes : lorsque la cambrure ( $s = H/L$ ) ou la hauteur relative de la houle ( $H/h$ ) deviennent trop importantes. La hauteur maximale de la houle est donc limitée par la profondeur et par la cambrure. En eau peu profonde, le déferlement induit par la profondeur est généralement le facteur dominant tandis que la limite de cambrure est à prendre en compte essentiellement dans le processus de formation de la houle (au large de l'ouvrage). L'Encadré 4.7 donne un bref aperçu des critères de déferlement.

En eau peu profonde, on peut distinguer différents types de déferlement de la houle selon la valeur de la pente du fond et les caractéristiques de la houle incidente (hauteur et période en particulier). Le déferlement engendré par la limitation de profondeur va du déferlement glissant (le type de déferlement le plus progressif) au déferlement frontal en passant par le déferlement plongeant et à effondrement (le plus spectaculaire) (voir la Figure 4.38). Le type de déferlement est un facteur important lorsque l'on considère les actions induites par la houle (voir le Chapitre 5) et il dépend également du paramètre de déferlement,  $\xi$  (voir la Section 4.2.4.3).



**Figure 4.38** Trois types de déferlement de la houle en eau peu profonde (Dean et Dalrymple (1991) d'après Svendsen et al. (1979))

**Encadré 4.7** Bref aperçu des critères de déferlement

1. **Déferlement dû à une cambrure limite** : le déferlement dû à un dépassement du critère de cambrure est le principal facteur de limitation dans les eaux moyennement profondes et profondes. Le critère de cambrure est donné par l'Équation 4.100 (Miche, 1944) :

$$H / L \leq [H / L]_{max} = 0.14 \tanh(2\pi h / L) \quad (4.100)$$

2. **Déferlement dû à la hauteur d'eau** : le critère de déferlement dû à la hauteur d'eau est normalement donné par un paramètre adimensionnel,  $\gamma_{br}$ , défini comme le rapport entre la hauteur maximale de la houle et la profondeur,  $H/h$  (voir l'Équation 4.101), où l'indice  $b$  représente la **valeur au point de déferlement**.

$$H / h \leq \gamma_{br} = [H / h]_{max} = H_b / h_b \quad (4.101)$$

Dans le cas d'une houle stable et progressive **au-dessus d'un fond plat**,  $\gamma_{br}$  a une valeur maximale théorique de 0.78 (McCowan, 1894). Toutefois, il faut noter que  $\gamma_{br}$  n'est pas constant, mais qu'il se situe globalement entre 0.5 et 1.5 selon la pente du fond et la période de la houle incidente. De nombreux critères de prédiction de la valeur de  $\gamma_{br}$  ont été proposés. Rattanapitikon et Shibayama (2000) proposent une analyse et une comparaison exhaustives de la plupart d'entre elles. Dans le cas d'une houle régulière arrivant perpendiculairement sur un talus uniforme de pente  $m$  (c.-à-d.  $m = \tan\alpha$ ), deux critères (voir les Équations 4.102 et 4.103) sont recommandés pour une utilisation pratique :

$$\text{Goda (1970b)} \quad \gamma_{br} = \frac{H_b}{h_b} = 0.17 \frac{L_o}{h_b} \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5\pi \frac{h_b}{L_o} \left( 1 + 1.5 m^{4/3} \right) \right] \right\} \quad (4.102)$$

$$\text{Weggel (1972)} \quad \gamma_{br} = \frac{H_b}{h_b} = \frac{b(m)}{1 + a(m) \frac{h_b}{L_o}} = b(m) - a(m) \frac{H_b}{L_o} \quad (4.103)$$

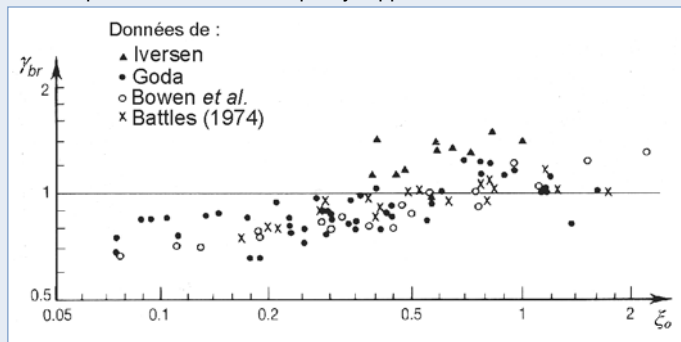
où  $a(m) = 6.96[1 - \exp(-19m)]$  et  $b(m) = 1.56 [1 + \exp(-19.5m)]^{-1}$

Rattanapitikon et Shibayama (2000) et Rattanapitikon *et al.* (2003) proposent d'autres critères, ainsi qu'une comparaison de ceux-ci par rapport à un vaste ensemble de données et Rattanapitikon *et al.* (2003) proposent également un nouveau critère présentant la tendance générale des points expérimentaux de validation (voir l'Équation 4.104).

$$\frac{H_b}{L_b} = \left[ -1.40 m^2 + 0.57 m + 0.23 \right] \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{0.35} \quad (4.104)$$

où  $L_b$  = longueur d'onde calculée au point de déferlement (hauteur d'eau,  $h_b$ ) à l'aide de la théorie de la houle linéaire.

Dans le cas de la houle irrégulière (représentée par la hauteur significative de la houle,  $H_s$ ), les valeurs typiques de  $\gamma_{br}$  sont comprises entre 0.5 et 0.6. Le ratio réel de limitation de la hauteur de la houle,  $\gamma_{br}$ , dépend principalement de paramètres tels que  $\xi$  et peut atteindre des valeurs allant jusqu'à 1.5 pour les **vagues individuelles**. La Figure 4.39 donne une bonne illustration de la relation entre  $\gamma_{br}$  et  $\xi_o$  (voir la Section 4.2.4.3) et de la dispersion des données qui s'y rapporte.



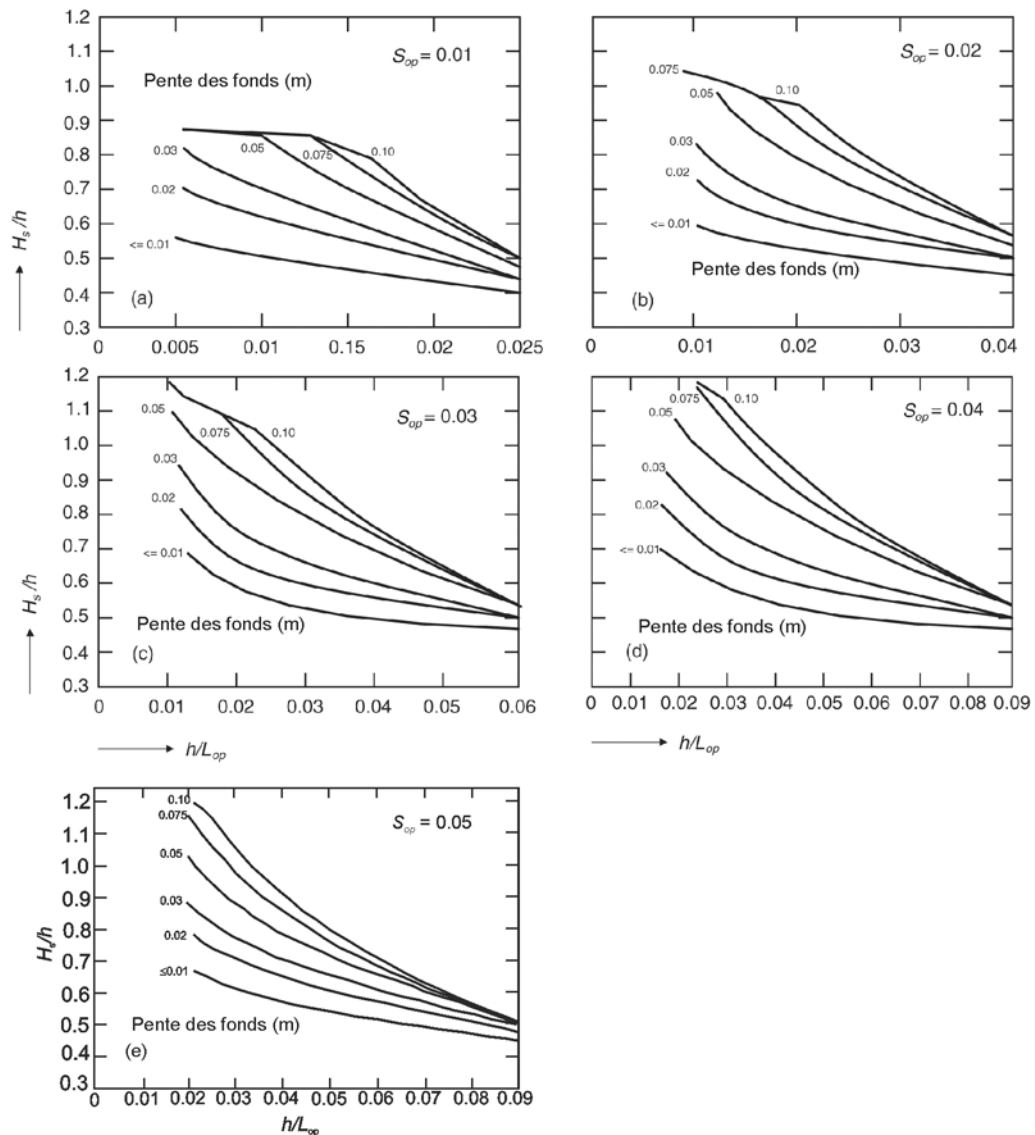
**Figure 4.39**  
 $\gamma_{br}$  en fonction de  $\xi_o$

**Hauteur significative de la houle limitée par la profondeur pour des fonds en pente constante**

En eau peu profonde, le déferlement de la houle devient de plus en plus important et il convient de faire usage des modèles de houle tenant compte de ce phénomène. Le principal effet du déferlement est une diminution de la hauteur significative de la houle. Le déferlement engendre en réalité encore plus de changements qui peuvent avoir un impact sur les ouvrages. Ces changements ont lieu à la fois dans le domaine temporel et dans le domaine spectral. La distribution des hauteurs de la houle varie, de même que la forme du spectre. Cette section décrit la diminution de la hauteur significative de la houle causée par le déferlement, tandis que les Sections 4.2.4.4 et

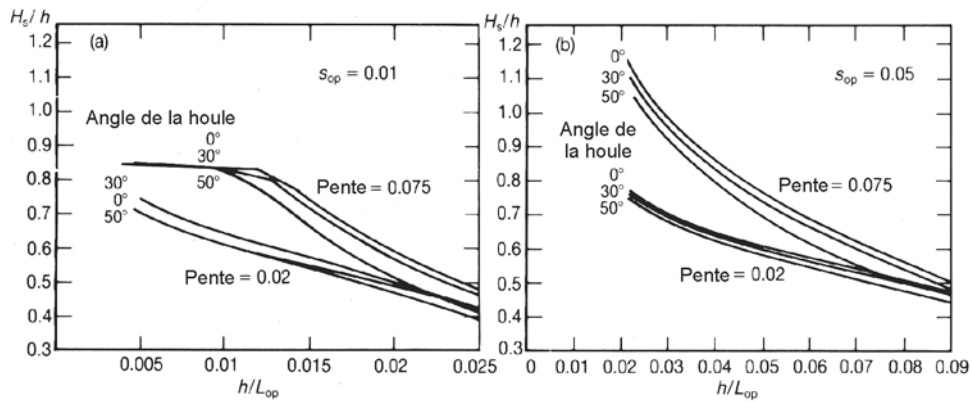
4.2.4.5 abordent les changements de distribution des hauteurs de la houle et les variations de forme du spectre, respectivement.

Le déferlement dans une zone irrégulière est difficile à décrire par de simples méthodes manuelles. Dans ce cas, seuls des modèles numériques sophistiqués (voir la Section 4.2.4.10) ou des modèles physiques peuvent donner une réponse fiable. Par ailleurs, une règle empirique dans le cas d'une plage à pente modérée (inclinaison inférieure à 50/1) indique que la hauteur significative de la houle se situe autour de 0.5 à 0.6 de la hauteur d'eau locale. Une autre option, plus fiable quoique toujours manuelle, est décrite à l'Encadré 4.8 pour des fonds à pente constante; elle est fondée sur les graphiques de la Figure 4.40. Cinq graphiques sont présentés pour différentes valeurs de la cambrure de la houle en eau profonde  $s_{op} = 0.01, 0.02, 0.03, 0.04$  et  $0.05$  (voir l'Encadré 4.8 pour des explications).



**Figure 4.40** Hauteurs significatives de la houle en eau peu profonde sur des fonds en pente constante

De plus, l'effet (par le biais de la réfraction) de l'angle d'incidence de la houle,  $\beta_o$ , peut être déduit de la Figure 4.41 pour  $\beta_o = 30^\circ$  et  $50^\circ$  afin de le comparer à une incidence normale ( $\beta_o = 0^\circ$ ). Ceci peut être effectué pour des combinaisons de  $s_{op} = 0.01$  ou  $0.05$  et  $m = 1/13$  ou  $1/50$ . La réfraction est abordée au début de la Section 4.2.4.7.



**Figure 4.41** Effet de l'angle d'incidence de la houle sur les hauteurs significatives de la houle en eau peu profonde sur des fonds en pente constante.

**Encadré 4.8** Méthode simplifiée d'estimation de  $H_{m0}$  sur des fonds peu profonds soumis à l'influence du déferlement.

La Figure 4.40 présente les résultats obtenus à partir d'un modèle numérique simple en 1D de la décroissance énergétique (van der Meer, 1990) dans lequel est incluse l'influence du déferlement de la houle. Des essais ont montré que les estimations de hauteur de la houle qui utilisent les graphiques de dimensionnement tirés de ce modèle sont précises pour des pentes allant de 10/1 à 100/1. Pour les pentes inférieures à 100/1, il faut utiliser les prédictions relatives aux pentes de 100/1.

Le procédé d'utilisation de ces graphiques est le suivant :

1. Déterminer la cambrure de la houle en eau profonde  $s_{op} = H_{s0} / L_{op}$  (où  $L_{op} = g T_p^2 / (2\pi)$ ). Cette valeur détermine le graphique à utiliser. En supposant ici, pour des raisons pratiques, que  $s_{op} = 0.043$ , il faut utiliser les graphiques de la Figure 4.40 pour  $s_{op} = 0.04$  et  $0.05$ , en interpolant entre les résultats de chaque valeur.
2. Déterminer la hauteur d'eau relative locale,  $h/L_{op}$ . La série de courbes couvre des diminutions des hauteurs de houle allant de 10 % à environ 70 %. Le déferlement limité se situe à droite des graphiques et le déferlement important à gauche. Si  $h/L_{op}$  est supérieur à la valeur maximale du graphique, cela signifie qu'il n'y a pas de déferlement ou seulement un déferlement limité, on peut alors postuler qu'il n'y a aucun déferlement (hauteur de la houle en eau profonde = hauteur de la houle en eau peu profonde).
3. Déterminer la pente des fonds ( $m = \tan \alpha$ ). Les courbes sont données pour des valeurs de  $m$  comprises entre 0.075 et 0.01 (pente de 13/1 à 100/1). Pour les pentes moins inclinées, on utilisera la valeur de  $m = 0.001$ .
4. Entrer dans les deux graphiques sélectionnés la valeur de  $h/L_{op}$  calculée et identifier le rapport  $H_{m0}/h$  à partir de la courbe pour la pente des fonds calculée.
5. Effectuer une interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $H_{m0}/h$  afin de déterminer  $H_{m0}/h$  pour la bonne cambrure de la houle.

**Exemple :** supposons que  $H_{s0} = 6$  m,  $T_p = 9.4$  s et que la pente des fonds est de 40/1 ( $m = 0.025$ ). Calculer la hauteur significative maximale de la houle,  $H_{m0}$ , pour une hauteur d'eau de  $h = 7$  m.

1. Les conditions de houle au large donnent  $s_{op} = 0.043$ . Il faut utiliser les graphiques pour lesquels  $s_{op} = 0.04$  et  $0.05$  ;
2. Hauteur d'eau relative locale  $h/L_{op} = 0.051$  ;
3. La pente des fonds ( $m = 0.025$ ) se situe entre les courbes pour  $m = 0.02$  et  $0.033$  ;
4. À partir des graphiques on trouve :  $H_{m0}/h = 0.64$  pour  $s_{op} = 0.04$  et  $H_{m0}/h = 0.68$  pour  $s_{op} = 0.05$  ;
5. L'interpolation pour  $s_{op} = 0.043$  donne  $H_{m0}/h = 0.65$  et, pour finir, une hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre et limitée par la profondeur de  $H_{m0} = 3.9$  m.

Goda (2000) propose d'autres graphiques et formules pour déterminer l'effet à la fois du shoaling et du déferlement, dans le cas de fonds en pente constante – l'utilisation de ces formules a été largement adoptée. Ces formules sont résumées à l'Encadré 4.9.

**Encadré 4.9** Formules d'estimation de la hauteur de la houle dans la zone de déferlement

Goda (2000) a mis au point des formules pour estimer la hauteur significative de la houle (voir l'Équation 4.105) et la hauteur maximale de la houle (voir l'Équation 4.106) dans la zone de déferlement.

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H'_0 & \text{pour } h/L_o > 0.2 \\ \min\left\{\left(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h\right), \left(\beta_{max} H'_0\right), \left(K_s H'_0\right)\right\} & \text{pour } h/L_o < 0.2 \end{cases} \quad (4.105)$$

$$H_{max} = H_{1/250} = \begin{cases} 1.8 K_s H'_0 & \text{pour } h/L_o > 0.2 \\ \min\left\{\left(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* h\right), \left(\beta_{max}^* H'_0\right), \left(1.8 K_s H'_0\right)\right\} & \text{pour } h/L_o < 0.2 \end{cases} \quad (4.106)$$

Le Tableau 4.14 donne les coefficients  $\beta_0, \beta_1, \dots, H'_0$  est la hauteur significative équivalente de la houle au large, définie à la Section 4.2.2.5.

**Tableau 4.14** Coefficients pour  $H_{1/3}$  et  $H_{max}$

Coefficients pour $H_{1/3}$	Coefficients pour $H_{max}$
$\beta_0 = 0.028(H'_0/L_o)^{-0.38} \exp(20 m^{1.5})$	$\beta_0^* = 0.052(H'_0/L_o)^{-0.38} \exp(20 m^{1.5})$
$\beta_1 = 0.52 \exp(4.2 m)$	$\beta_1^* = 0.63 \exp(3.8 m)$
$\beta_{max} = \max\{0.92, 0.32(H'_0/L_o)^{-0.29} \exp(2.4 m)\}$	$\beta_{max}^* = \max\{1.65, 0.53(H'_0/L_o)^{-0.29} \exp(2.4 m)\}$

On obtient le coefficient de shoaling,  $K_s$ , ci-dessus à l'aide de la théorie de la houle linéaire (voir l'Équation 4.98).  $m$  est la pente des fonds ( $m = \tan \alpha$ ).

Goda (2000) suggère que cette formule numérique pourrait surestimer les hauteurs de houle de plusieurs pourcents. En particulier, pour la houle dont la cambrure excède 0.04, les formules surestiment les hauteurs significatives de la houle d'au moins 10 % autour de la hauteur d'eau à laquelle la valeur de  $H_{1/3} = \beta_0 H'_0 + \beta_1 h$  devient égale à la valeur de  $H_{1/3} = \beta_{max} H'_0$ . Une différence similaire apparaît dans le cas de  $H_{max}$ . La houle ayant une forte cambrure peut présenter une discontinuité de la hauteur estimée  $H_{max}$  à la limite  $h/L_o = 0.2$ . Il convient de faire attention lorsque l'on applique les formules de Goda eu égard à de telles différences et discontinuités.

**Hauteur significative de la houle limitée par la profondeur pour des fonds irréguliers**

Pour prévoir dans le détail la houle sur des profils complexes, il est préférable d'avoir recours à une simulation numérique. Ceci est valable pour tous les cas où la précision requise dans l'estimation des hauteurs de la houle n'autorise aucune des schématisations de profil abordées dans le présent guide. Si la pente des fonds commence à se faire sentir à plus de deux longueurs d'onde (locales) de l'ouvrage, l'effet de cette pente est fortement réduit et les courbes représentatives des fonds uniformes peuvent fournir une prédiction adéquate.

**Distribution des hauteurs de houle en eau peu profonde et dans la zone de déferlement**

Les méthodes ci-dessus donnent la hauteur significative de la houle mesurée à partir du spectre,  $H_{m0}$ , en eau peu profonde. Dans certains cas, la hauteur significative de la houle  $H_s = H_{1/3}$  ou les hauteurs de la houle  $H_{1/10}$  ou  $H_{2\%}$  sont nécessaires pour les formules de dimensionnement. La Section 4.2.4.4 décrit la méthode proposée par Battjes et Groenendijk (2000) pour calculer ces hauteurs de la houle à partir de  $H_{m0}$  (voir l'Encadré 4.4).

**Spectres de la houle en eau peu profonde et dans la zone de déferlement**

De nombreux spectres de la houle ont un pic unique et sont bien décrits par la hauteur significative de la houle,  $H_{m0}$ , et la période de pic spectral,  $T_p$ . En eau peu profonde, toutefois, la forme du spectre change. Le pic s'atténue et on observe plus d'énergie en hautes et basses fréquences. En cas de déferlement important, le spectre peut devenir si plat que la période de pic est difficile à identifier à partir du spectre.



Dans ces cas, mais aussi dans les cas de spectres bimodaux ou à doubles pics, il est recommandé d'utiliser la période moyenne énergétique,  $T_{m-1,0}$ , à la place de la période de pic (voir la Section 4.2.4.5 et l'Équation 4.61). Cette période moyenne énergétique s'est révélée fiable dans les études de franchissement de la houle ainsi que sur la stabilité. Le Chapitre 5 en fait une utilisation extensive.

#### 4.2.4.8 Climat d'agitation à court terme ou fréquent

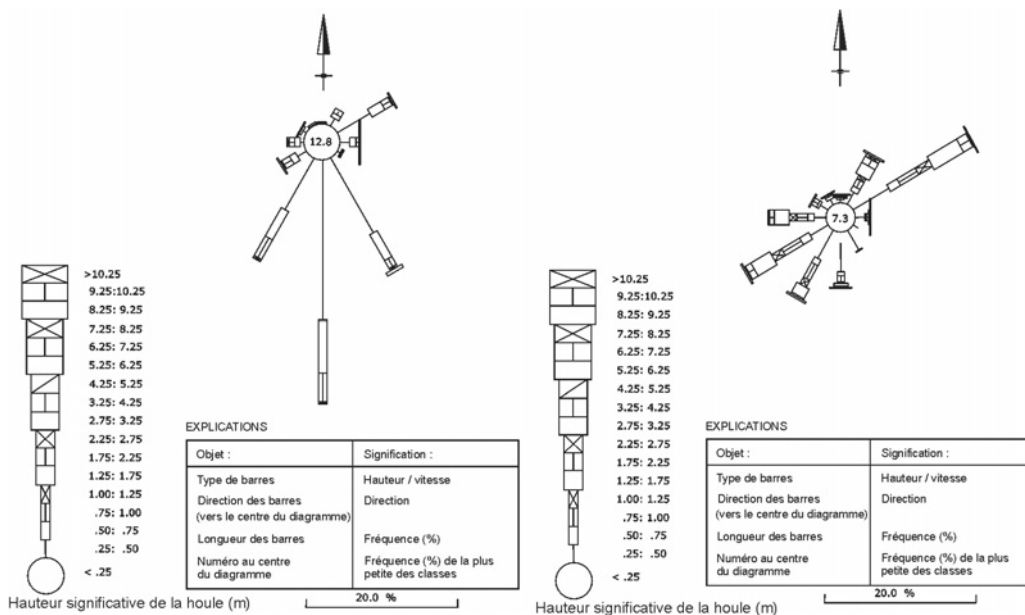
Les sections ci-dessus se sont intéressées aux vagues individuelles dans un état de mer (Sections 4.2.4.2 et 4.2.4.3) puis aux vagues caractéristiques d'un état de mer (Sections 4.2.4.4 à 4.2.4.7). Pour décrire les conditions aux limites hydrauliques dans leur intégralité, il faut définir une **distribution** des conditions de houle, hauteur et période, en eau profonde comme en eau peu profonde. La climatologie des états de mer doit être analysée (sur la base de certains paramètres représentatifs tels que la hauteur significative de la houle, la période moyenne ou de pic, la direction prédominante de la houle etc.) à partir d'un ensemble de données couvrant de plusieurs mois à plusieurs années (habituellement un an) et toute une série de conditions de tempête.

Les résultats du climat d'agitation fréquent ou à court terme ne sont généralement pas utiles pour le dimensionnement d'un ouvrage (qui est en réalité dicté par le climat de la houle à long terme, voir les Sections 4.2.4.9). Ils sont en outre très importants pour la définition des conditions de fonctionnement d'un ouvrage, pour l'opérabilité des équipements flottants, pour la connaissance des conditions de houle au cours des phases de construction ou de maintenance.

Sur la base d'une série de paramètres de l'état de mer (typiquement pris toutes les 3 ou 6 heures), il est possible d'établir plusieurs tableaux et graphiques utiles qui décrivent le climat d'agitation à court terme :

- **histogrammes de la hauteur significative de la houle, de la période moyenne (ou de pic ou significative), de la direction prédominante de la houle etc.** Pour chaque paramètre, on définit un ensemble de classes de valeurs et, à partir des séries mesurées d'état de mer, on estime le nombre d'événements par classe (et donc la probabilité empirique d'occurrence). L'analyse peut être restreinte à une période particulière de l'année (afin d'analyser les effets saisonniers), à un intervalle de directions de la houle incidente (pour séparer différents régimes de houle), etc.;
- **roses des vagues**, similaires aux roses des vents, présentées à la Section 4.2.1.1. Ce type de représentation permet d'observer en même temps les directions de la houle incidente les plus fréquentes et les hauteurs de houle associées. Là encore, différents régimes de houle peuvent alors être séparés (p. ex. les conditions de houle océanique et les conditions de mer de vent) (voir la Figure 4.42 établie à partir du tableau d'occurrence de la Figure 4.43);
- un **tableau d'occurrence** de la hauteur et de la période de la houle, qui indique la fraction de la houle qui se trouve à l'intérieur de chacune des différentes classes prédéfinies de  $H_s$  et  $T_m$ . Le tableau d'occurrence est réalisé en comptant le nombre total d'états de mer individuels appartenant aux classes  $\Delta H_s$  et  $\Delta T_m$ . En le divisant par le nombre total d'états de mer, on obtient une estimation de la fonction de distribution conjointe 2D ( $H_s, T_m$ ) (voir la Figure 4.43).





**Note :** les données ont été divisées en houle océanique (à gauche) et en mer de vent (à droite).

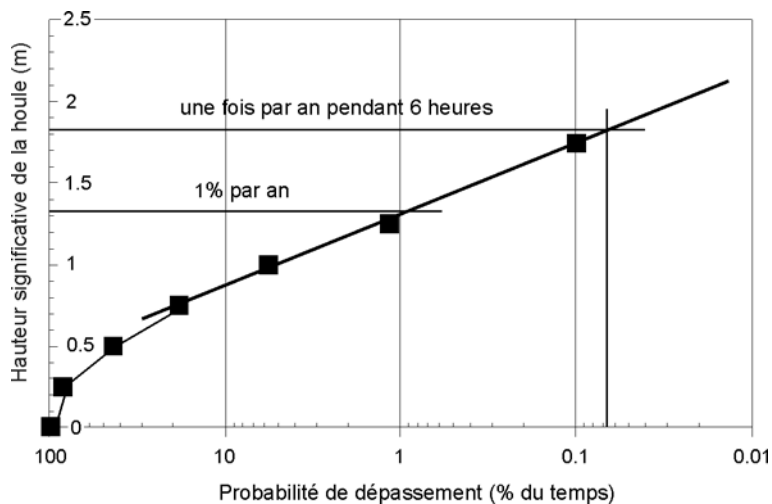
**Figure 4.42** Roses des vagues établies à partir des données de la Figure 4.43.

La Figure 4.43 présente un exemple de tableau d'occurrence des conditions de houle (tenant compte à la fois de la houle océanique et de la mer de vent). Il faut souligner que l'on s'intéresse avant tout à la corrélation entre les paramètres représentatifs de l'état de mer, et non pas entre les paramètres des vagues individuelles. Cette dernière corrélation est brièvement abordée à la Section 4.2.4.4, mais elle présente un intérêt moindre pour le dimensionnement des ouvrages. La distribution combinée de  $(H_s, T_m)$  ou  $(H_s, T_s)$  est bien plus utile dans la mesure où elle permet la définition de conditions conjointes destinées à la procédure de dimensionnement.

Hauteur significative de la houle (m)	Période significative de la houle (s)														Total
	< 3.5	3.5: 4.5	4.5: 5.5	5.5: 6.5	6.5: 7.5	7.5: 8.5	8.5: 9.5	9.5: 10.5	10.5: 11.5	11.5: 12.5	12.5: 13.5	13.5: 15.5	15.5: 17.5	> 17.5	
< 0.25	0.32	3.57	5.96	1.45	1.06	0.64	0.28	0.32	0.30	0.19	0.12	0.57	-	-	14.78
0.25:0.50	-	7.41	21.81	5.54	3.32	1.58	0.95	0.32	0.12	0.09	0.14	0.08	-	-	41.36
0.50:0.75	-	2.97	12.77	4.78	2.53	1.25	0.57	0.30	0.19	0.03	-	-	-	-	25.37
0.75:1.00	-	0.73	6.35	3.28	1.15	0.58	0.41	0.23	0.07	-	0.03	-	-	-	12.82
1.00:1.25	-	0.03	1.07	2.08	0.81	0.28	0.05	0.14	0.04	0.03	-	-	-	-	4.51
1.25:1.75	-	-	0.07	0.38	0.47	0.08	0.03	-	-	0.01	-	0.01	-	-	1.06
1.75:2.25	-	-	-	-	0.03	0.07	-	-	-	-	-	-	-	-	0.09
2.25:2.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.75 <	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Figure 4.43** Tableau d'occurrence (% du temps) pour des classes données de hauteur et de période de la houle dans une zone spécifique au cours d'une année moyenne et pour toutes les directions incidentes (Note: le tracé de ces données est visible à la Figure 4.42).

L'intérêt principal est souvent centré sur la distribution des hauteurs de la houle et en particulier sur la détermination des hauteurs de la houle dépassées, par exemple, 10 %, 1 % ou 0.1 % du temps en moyenne sur une année (autre possibilité: en hiver ou en été). Cette information peut être extraite de la distribution empirique des hauteurs significatives de la houle. À cette fin, la distribution empirique de la hauteur de la houle peut être présentée comme à la Figure 4.44, par exemple.



**Figure 4.44** Climat d'agitation à court terme, fondé sur les données de la Figure 4.43.

**NOTE :** la hauteur de la houle dépassée 1 % du temps sur une année est de 1.33 m, elle se produit pendant environ 3 à 4 jours par an. En supposant une durée de l'état de mer de 6 heures, la hauteur de la houle dépassée une fois par an est calculée à  $100 \% \times \text{état de mer de } 6 \text{ h} / (365 \text{ jours} \times 24 \text{ heures}) = 0.068 \%$ . Ce qui donne une hauteur significative de la houle de 1.82 m.

#### 4.2.4.9 Climat de la houle à long terme – Analyse des houles extrêmes

##### Introduction

Pour le dimensionnement d'un ouvrage exposé à la houle, la définition des conditions de dimensionnement exige de connaître (une estimation de) la distribution de probabilité d'événements de grande ampleur et extrêmes. L'objectif de la détermination du climat à long terme est d'associer une hauteur de la houle à une période de retour donnée (habituellement 30 à 100 ans), si possible avec un intervalle de confiance.

Les méthodes d'analyse des extrêmes sont habituellement appliquées exclusivement aux hauteurs significatives de la houle. L'extrapolation de la validité d'une distribution au-delà du domaine couvert par les mesures doit être effectuée avec précaution. Toutefois, il s'agit généralement de la seule manière de prédire les événements de basse fréquence (à longue période de retour). La procédure adoptée consiste à ajuster à une distribution théorique des valeurs extrêmes puis à extrapoler la distribution ajustée aux valeurs extrêmes.

Il faut au moins cinq années complètes de données relatives à la hauteur de la houle pour une analyse des valeurs extrêmes, mais pour que les prédictions extrêmes soient fiables, 20 à 50 ans de données sont nécessaires.

##### Distribution de la hauteur significative de la houle en eau profonde

Il n'existe aucun argument théorique en faveur de l'utilisation d'une quelconque fonction de densité de probabilité en toutes situations. L'Encadré 4.10 propose quelques exemples de modèles de probabilités à usage fréquent. Dans la majorité des cas (Mathiesen *et al.*, 1994), la distribution de Weibull à trois paramètres fournit un aussi bon ajustement aux données  $H_s$  que n'importe quelle autre distribution, ce qu'illustre de manière plus détaillée l'Encadré 4.11.

**Encadré 4.10** Distributions de probabilité des valeurs extrêmes

Les distributions de probabilité des valeurs extrêmes suivantes (voir les Équations 4.107 à 4.110) sont communément utilisées pour ajuster les distributions à long terme de la hauteur de la houle, des hauteurs d'eau etc.

$$\text{Gumbel} \quad P(X) = P(\underline{X} \leq X) = \exp \left[ -\exp(-aX + b) \right] \quad (4.107)$$

$$\text{Weibull} \quad P(X) = P(\underline{X} \leq X) = 1 - \exp \left[ -\left( \frac{X-a}{b} \right)^c \right] \quad (4.108)$$

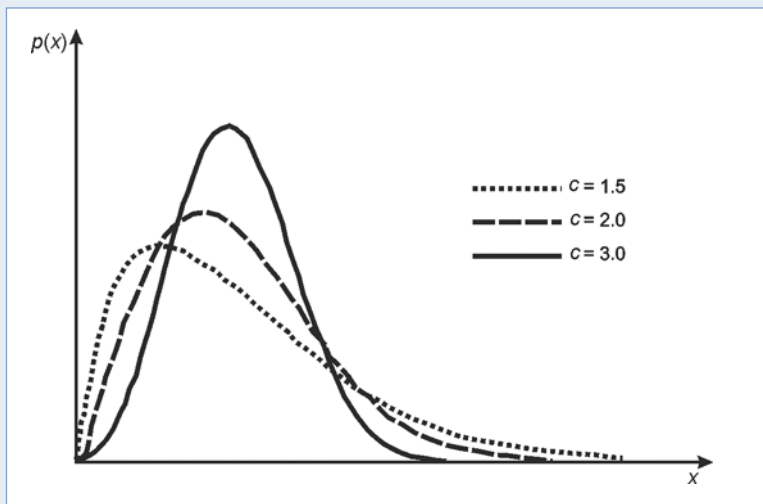
$$\text{Log-normale} \quad p(x) = \frac{1}{ax\sqrt{\pi}} \exp \left[ -\left( \frac{\ln(x)-b}{a} \right)^2 \right] \quad (4.109)$$

$$\text{Exponentielle} \quad P(X) = P(\underline{X} \leq X) = 1 - \exp \left[ -\frac{X-a}{b} \right] \quad (4.110)$$

où  $P(X)$  est la fonction de probabilité cumulée, c'est-à-dire la probabilité que  $\underline{X}$  ne dépasse pas  $X$ , soit  $P(\underline{X} \leq X)$ , et  $p(x)$  est la fonction de densité de probabilité de  $x$  et  $p(x) = dP/dx$ .

La distribution de Weibull à trois paramètres est réduite à la distribution de Rayleigh décalée si  $c = 2$  et  $a \neq 0$  et à la distribution de Rayleigh classique décalée si  $c = 2$  et  $a = 0$  (voir la Figure 4.45).

Lorsque  $c = 1$ , la distribution de Weibull à trois paramètres correspond à la distribution exponentielle, très souvent utilisée dans l'analyse des climats de houle extrêmes. De par sa nature plus universelle, la distribution de Weibull est souvent le modèle préféré.



**Note** : la courbe pour  $c = 2$  correspond à la distribution de Rayleigh présentée à la Section 4.2.4.4.

**Figure 4.45** Distribution de Weibull à deux paramètres (troisième paramètre  $a = 0$ )

**Encadré 4.11** Distribution de Weibull à trois paramètres

La distribution de Weibull à trois paramètres est définie par l'Équation 4.111.

$$P(H \leq H_s) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{H_s - a}{b}\right)^c\right) \quad (4.111)$$

où  $H_s$  = hauteur significative de la houle et  $a, b, c$  = paramètres de la distribution à déterminer. Après un réaménagement et un double logarithme, on obtient l'Équation 4.112.

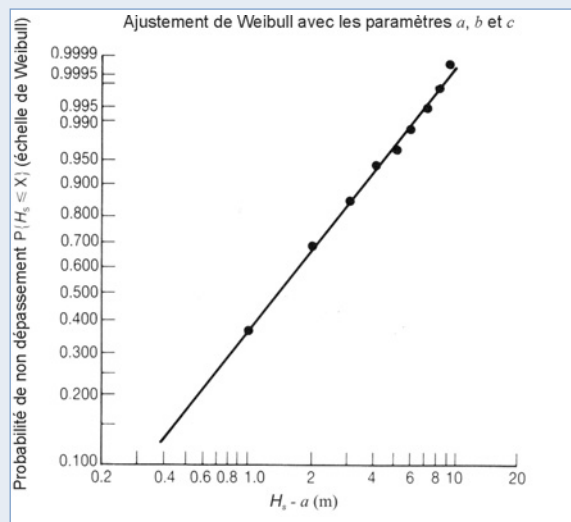
$$\log\left(-\log\left(1 - P(H_s)\right)\right) = c\left(\log(H_s - a) - \log b\right) \quad (4.112)$$

Il en résulte que l'on peut tracer  $x$ , défini par l'Équation 4.113 et  $y$ , défini par l'Équation 4.114 sur une échelle linéaire.

$$x = \log(H_s - a) \quad (4.113)$$

$$y = \log\left(-\log\left(1 - P(H_s)\right)\right) \quad (4.114)$$

Il existe également – ce qui est plus pratique – du papier millimétré adéquat doté d'une échelle logarithmique adaptée à l'Équation 4.112. Les paramètres de la distribution sont calculés après avoir tracé les différents niveaux de dépassement sur ce papier millimétré à l'échelle de Weibull (voir l'Équation 4.112) et dessiné la droite la mieux ajustée aux points (voir la Figure 4.46). Pour vérification, cette procédure peut être répétée à l'aide d'un programme informatique et les résultats peuvent être comparés.



**Figure 4.46**

Ajustement de Weibull à la distribution des hauteurs de la houle à long terme

Les deux points suivants sont plus importants que le choix d'un modèle particulier pour ajuster les échantillons d'événements disponibles :

- **La courbe de distribution est-elle raide ou pas ?** Une courbe de distribution raide indique que les conditions très extrêmes peuvent être bien plus élevées que les conditions de dimensionnement considérées. Cela n'est pas le cas des distributions plates ;
- **Quel est l'intervalle de confiance d'une quelconque estimation ?** Ce sujet est particulièrement sensible pour les longues périodes de retour, c'est-à-dire les faibles probabilités d'occurrence.

#### Procédure d'analyse

La procédure recommandée pour analyser les données comprend les étapes suivantes :

1. Sélectionner les données à analyser.
2. Ajuster la/les distribution(s) choisie(s) aux données.
3. Calculer les valeurs de retour à partir des distributions ajustées.
4. Étudier la confiance dans les prédictions.

La phase de sélection, de vérification et de préparation des données est probablement la plus importante de la procédure d'analyse. La méthode du renouvellement est recommandée dans le cas de l'extraction de données relatives à la hauteur de la houle de tempête. Dans cette méthode, on se sert uniquement des hauteurs de la houle de tempête maximales situées au-dessus de certains seuils choisis (p. ex.  $H_s = 3$  m) pour l'analyse des extrêmes. Il est recommandé que le seuil de hauteur de la houle soit sélectionné afin que le nombre moyen de données sélectionnées par an (habituellement 5 à 10), au-dessus du seuil, soit égal ou inférieur au nombre moyen de tempêtes par an (habituellement 10 à 20). Dans les régions qui présentent une forte variation saisonnière des tempêtes, il est possible d'obtenir un seuil approprié en exigeant que, chaque année, une tempête se produisant à la saison calme soit incluse dans l'ensemble des données.

On utilise communément trois méthodes pour déterminer les valeurs optimales des paramètres pour ajuster au mieux la distribution, qui sont la méthode du maximum de vraisemblance, la méthode des moments et la méthode des moindres carrés. Le principe de la méthode des moments est la comparaison des moments statistiques (moyenne, écart type, asymétrie, etc.) du modèle de distribution avec les moments de la distribution observée. Le nombre de moments statistiques utilisés est égal au nombre de paramètres dans le modèle de distribution. L'annexe 5 de Tucker et Pitt (2001) et Goda (2000) présentent plusieurs modèles de distributions, ainsi que les relations entre les moments et les paramètres des distributions.

La valeur de retour  $x(T_R)$  est la valeur-seuil égalée ou dépassée une fois en moyenne au cours d'un intervalle de temps  $T_R$  (la période de retour (en années)). Une fois  $T_R$  connu, on peut déterminer  $P(x(T_R))$  à l'aide de l'Équation 4.115.

$$P(x(T_R)) = 1 - \frac{T_c}{T_R} \quad (4.115)$$

où  $T_c$  = laps de temps moyen entre les tempêtes (en années).

On peut également déterminer  $P(x(T_R))$  à partir de l'Équation 4.111 de l'Encadré 4.11, ce qui permet alors de trouver  $x(T_R)$  à partir d'une distribution ajustée telle que celle qui est décrite à l'Encadré 4.11.

Une autre possibilité d'étudier un événement ayant une période de retour donnée est de considérer que, pour  $T_R \geq 5$  ans, la probabilité qu'il se produise au cours d'une année est approximativement égale à  $1/T_R$ . Par exemple, un événement ayant une période de retour de 10000 ans est équivalent à un événement ayant une probabilité d'occurrence de  $10^{-4}$  dans une année (voir la Section 2.3.3.2 et le Tableau 2.4 pour une analyse plus avancée).

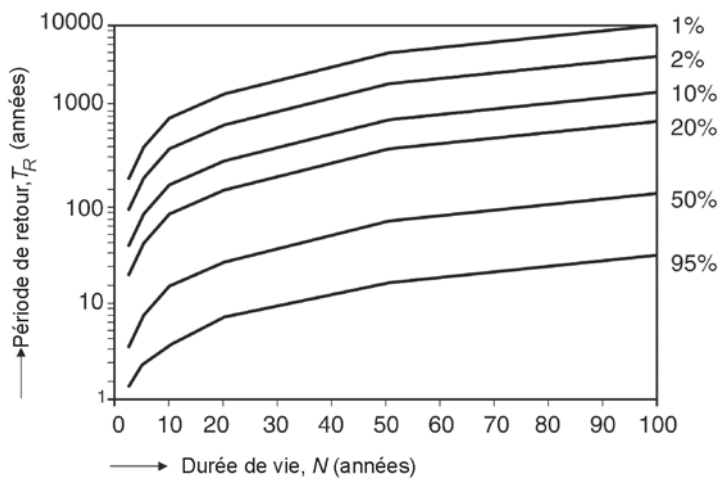
Sur une durée de vie envisagée de  $N$  années pour un ouvrage (pas nécessairement la même que la période de retour de dimensionnement), la probabilité de rencontrer la condition de houle ayant une période de retour,  $T_R$ , au moins une fois est donnée par l'Équation 4.116.

$$P(\underline{H} \geq H(T_R)) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^N \quad (4.116)$$

À la Figure 4.47, les courbes de cette **probabilité d'occurrence** avec des valeurs comprises entre 1 % et 80 % sont présentées en fonction de  $T_R$  et  $N$ .

Les incertitudes qui existent pour les valeurs extrêmes calculées dépendent principalement :

1. Des imprécisions ou des inadéquations dans les données sources.
2. De la variabilité statistique inhérente, comme la variabilité d'échantillonnage.
3. Des incertitudes dues à un mauvais choix possible de la distribution des valeurs extrêmes.
4. Des incertitudes dans le calcul de la hauteur significative de la houle, à cause d'un enregistrement de durée limitée.



**Note :** cette figure est une illustration du Tableau 2.4.

**Figure 4.47** Probabilité d'occurrence

Les intervalles de confiance des formules ne tiennent compte que de la variabilité statistique et non pas des incertitudes dans les données sources ou dans le choix de la distribution ajustée. Il faut donc les utiliser avec précaution ; une estimation de la confiance fondée sur l'expérience et sur des tests de sensibilité peut se révéler plus fiable.

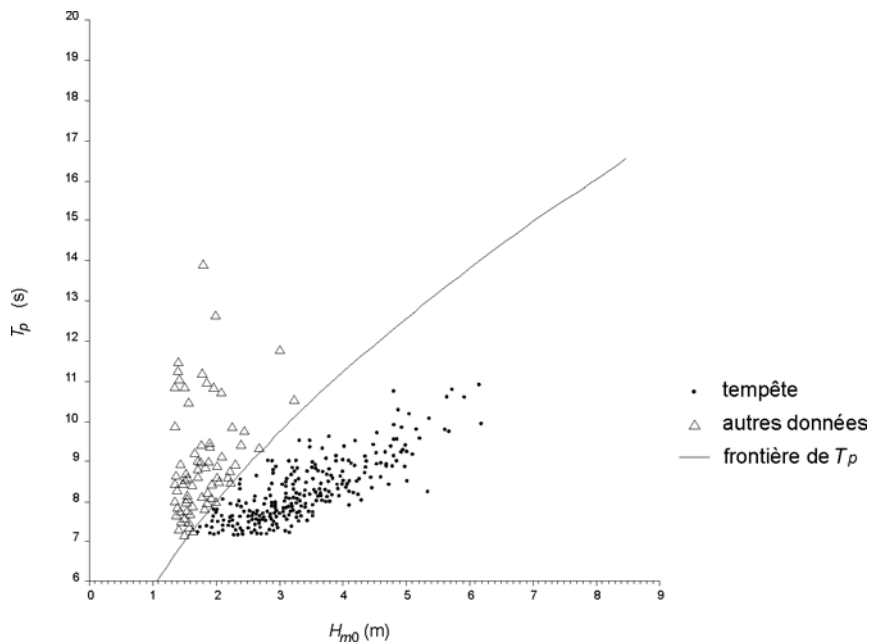
Les tests d'ajustement statistique les plus évidents et parfois les plus efficaces consistent à tracer les données sources par rapport à la distribution ajustée, sur des échelles (p. ex. logarithmiques) conçues pour mettre l'accent (visuellement) sur les valeurs les plus élevées. Mathiesen *et al.* (1994) analysent un certain nombre de tests d'ajustement statistique applicables à des distributions particulières.

#### Estimation de la période de la houle

Il est généralement nécessaire, pour le dimensionnement d'ouvrages en enrochement, de connaître la période moyenne de la houle,  $T_m$ , ainsi que la hauteur significative de la houle,  $H_s$ , dérivées de l'analyse des extrêmes. Tout traitement de la période de la houle est généralement fondé sur l'hypothèse que la hauteur de la houle et sa période sont fortement corrélées, comme cela a déjà été analysé pour le climat d'agitation à court terme (voir la Section 4.2.4.8), et peut être reliées par une cambrure constante de la houle. Tout traitement de la direction de la houle est généralement fondé sur une **analyse conditionnelle**, dans laquelle la condition est que les enregistrements de houle analysés suivent des directions au sein d'un secteur angulaire particulier. En d'autres termes, les données relatives à la houle dans différents secteurs directionnels, sont considérées comme appartenant à des populations statistiques différentes pouvant être analysées séparément.

L'une des approches habituelles consiste à observer, dans les données sources, la distribution combinée de  $(H_s, T_m)$  au sein des quelques pour-cent des conditions de houle les plus hautes. La cambrure moyenne de la houle ( $2\pi H_s / (g T_m^2)$ ), pour ces données, peut être calculée et appliquée à la prévision des extrêmes des hauteurs de la houle. La cambrure de la houle en eau profonde se situe typiquement dans l'intervalle  $[0.045 ; 0.065]$ . Ces valeurs de cambrure tendent à s'affaiblir en eau peu profonde, où la hauteur de la houle peut décroître mais où la période est peu modifiée par rapport au large. S'il subsiste quelque doute quant à la cambrure précise de la houle à utiliser, il faut noter que l'usage d'une cambrure plus faible (donc d'une période plus élevée) tend à avoir des effets « conservateurs » sur le dimensionnement. L'exemple d'un tel traitement est présenté à la Figure 4.48 qui illustre des données de houle collectées en Mer du Nord.

Le rapport entre la période de pic,  $T_p$ , et la période moyenne,  $T_m$ , varie légèrement en fonction du type de conditions météorologiques et en fonction de la forme et de la dimension de la zone de formation de la houle, mais en l'absence d'effets liés à la spécificité du site,  $T_p$  a tendance à être supérieur à  $T_m$  de l'ordre de 25 % (voir la Section 4.2.4.5).



**Note :** les triangles représentent la combinaison de la mer de vent et la houle océanique, les points, quant à eux, représentent seulement les vagues de tempête. Il est possible de tracer des lignes de cambrure de houle constante dans le graphique, par exemple,  $s_{op} = 0.03$  et  $0.04$ , ce qui donne une indication de la relation entre la hauteur et la période de la houle, dans les situations extrêmes (tempêtes).

**Figure 4.48** Mesure de  $T_p$  et de  $H_{m0}$  en Mer du Nord

#### Estimation de la hauteur maximale des vagues individuelles

La hauteur maximale d'une vague individuelle,  $H_{max}$ , sur une période de trois heures en eau profonde, est typiquement d'environ  $1.8 H_s$  (voir le Tableau 4.9 de la Section 4.2.4.4), et diminue progressivement à environ  $1.6 H_s$  en eau peu profonde, juste avant le déferlement.

#### Éléments particuliers concernant les conditions d'eau peu profonde

Les modèles de distributions de probabilité applicables en eau profonde peuvent se révéler moins adaptés en eau moins profonde et/ou à proximité des côtes, pour principalement deux raisons :

1. Les différences entre les populations de vagues, par exemple entre les houles de tempête et les houles océaniques, cyclonique et non-cyclonique ou entre la houle d'est et la houle d'ouest, peuvent se révéler plus marquées à l'approche des côtes. De plus, la transformation de la houle et éventuellement l'impact sur les ouvrages, peuvent dépendre de la direction de la houle. Il est souvent nécessaire de diviser les prévisions de houles extrêmes en plus d'un secteur de direction et parfois même en des secteurs de seulement trente degrés, pour analyser chaque secteur significatif séparément.
2. Les conditions de houle les plus fortes peuvent être limitées en hauteur par la profondeur d'eau, ce qui affecte à la fois l'ajustement de la distribution et la validité de toute extrapolation au-delà de l'intervalle de l'échantillon et introduit de ce fait une dépendance par rapport au niveau de la mer estimé. Si cela est possible, dans une telle situation, il ne faut pas faire de prédiction sur les extrêmes, mais si cela est inévitable, alors il faut vérifier que les extrêmes prédits sont bien compatibles avec les profondeurs d'eau disponibles.

La procédure habituelle consiste à transférer le climat de houle extrême du large au-devant de l'ouvrage qui se trouve très souvent en eau peu profonde, afin d'obtenir les conditions de dimensionnement de l'ouvrage :

1. Établir le climat de houle extrême en eau profonde et déterminer les hauteurs significatives de la houle associées à diverses périodes de retour (p. ex. 1 an, 5 ans, 10 ans, 20 ans, 50 ans et 100 ans) puis déterminer les périodes de pic associées.



2. Transférer ces conditions de houle à l'ouvrage, en utilisant soit un modèle de propagation numérique soit la procédure schématique décrite à la Section 4.2.4.7 pour estimer  $H_{m0}$  en tenant compte du niveau d'eau de dimensionnement. Il est essentiel que la méthode utilisée pour transférer les conditions au large prenne correctement en compte la réfraction, le shoaling et le déferlement (ainsi que la dissipation par le frottement du fond et la diffraction si celles-ci sont significatives).
3. À partir de la série de données transférées, calculer les hauteurs significatives de la houle locales  $H_s = H_{1/3}$  et la hauteur de la houle dépassée par 2 % des vagues  $H_{2\%}$  grâce à la méthode de Battjes et Groenendijk (2000) explicitée à la Section 4.2.4.4.
4. Tracer les variations des hauteurs locales de la houle (en incluant aussi la hauteur de la houle en eau profonde) en fonction de la période de retour. Ce type de figure montre comment les vagues extrêmes déferlent et montrent également que les conditions de houle sont limitées au niveau de l'ouvrage par la profondeur de l'eau. Dans ce cas, plus la période de retour est longue, plus les hauteurs de houle sont élevées en eau profonde, mais les hauteurs de houle en eau peu profonde ne sont que marginalement plus élevées, ce qui constitue une information très importante pour le dimensionnement.

En plus des résultats présentés à la Section 4.2.4.4 sur la distribution des hauteurs de la houle en eau peu profonde, Stive (1985) propose des relations utiles, fondées sur des données prototypes et de laboratoire qui donnent  $H_{1\%}$  (voir l'Équation 4.117) et  $H_{0,1\%}$  (voir l'Équation 4.118) en fonction de  $H_s$  et de la hauteur d'eau locale,  $h$ .

$$H_{1\%} = 1.517 H_s / (1 + H_s / h)^{1/3} \quad (4.117)$$

$$H_{0,1\%} = 1.859 H_s / (1 + H_s / h)^{1/2} \quad (4.118)$$

Dans les Équations 4.111 et 4.112, les coefficients 1.517 et 1.859 représentent les coefficients de conversion de la hauteur significative de la houle, qui suit la distribution de Rayleigh, alors que les autres parties des équations reflètent la limitation de profondeur.

#### 4.2.4.10 Modélisation numérique et physique des conditions de houle

##### Modélisation numérique de la houle

##### *Application de la modélisation numérique de la houle*

On peut entreprendre une modélisation numérique de la houle dans plusieurs buts parmi lesquels deux sont développés dans cette section.

1. **Obtenir des données sur le climat de la houle au large de l'ouvrage à dimensionner.** Ces données peuvent être utilisées en association avec les mesures de la houle ou en tant que source indépendante de données afin d'obtenir des informations sur le climat à court terme ou fréquent de la houle au large (voir la Section 4.2.2.8). À partir de ces données, une analyse de la houle extrême (voir la Section 4.2.2.8) peut également être réalisée, si la durée des simulations des états de mer dont on dispose est suffisante.
2. **Modéliser la transformation de la houle du large au site où l'ouvrage doit être construit.** À cette étape, le climat de houle au large est transposé au voisinage de l'ouvrage et les processus spécifiques à l'eau peu profonde doivent alors être pris en compte, comme la réfraction, le shoaling, le déferlement, la diffraction, etc. (voir la Section 4.2.2.7).

Une troisième utilisation de la modélisation numérique est la propagation de la houle depuis un emplacement juste au large de l'ouvrage vers l'ouvrage lui-même (et éventuellement sur et dans l'ouvrage), ces aspects sont abordés à la Section 5.3.3.1.

### *Types de modèles numériques de la houle*

Il est important de distinguer deux types principaux de modèles de houle : les modèles de houle à phases moyennées et les modèles avec résolution de phases, qui sont brièvement décrits ci-dessous (une description plus détaillée est donnée à l'Encadré 4.12)

1. Les **modèles à phases moyennées**, également appelés modèles spectraux de la houle. Ils font l'hypothèse que l'échelle de longueur de variation des propriétés de la houle est assez grande par rapport à la longueur d'onde. Dans ce cas, il est possible de travailler avec des variables résultant de la moyenne prise sur une période, par exemple l'énergie de la houle, ou bien le spectre énergétique (directionnel) de la houle. Les processus physiques dominants inclus sont les données liées au vent, la dissipation due au moutonnement et au frottement de fond, la réfraction et le shoaling. Ces modèles peuvent aussi traiter du déferlement induit par la profondeur. Quand ils fonctionnent avec le spectre fréquence-direction complet (les modèles de houle que l'on dit de 3e génération), on peut également prendre en compte des transferts non linéaires d'énergie entre groupes de quatre vagues (en eau profonde) et / ou entre groupes de trois vagues (en eau peu profonde). Les processus à petite échelle, comme la diffraction ou la réflexion, ne peuvent pas être pris en compte correctement par de tels modèles.
2. Les **modèles avec résolution de phases**, résolvent classiquement les équations de conservation de masse et d'inertie par discrétisation de 10 à 50 points par longueur d'onde et par période de la houle. Ils sont construits pour déterminer précisément l'évolution de chaque vague individuelle d'un train de vagues. Ainsi, ils sont particulièrement recommandés lorsque la houle évolue rapidement (c'est-à-dire sur des distances de l'ordre de la longueur d'onde ou d'un ordre inférieur). La diffraction et la réflexion sont en général bien traitées par ces modèles, en plus de la réfraction et du shoaling, du frottement de fond et du déferlement induit par la profondeur.

Si l'on considère les deux objectifs que se fixe la modélisation de la houle, tels que définis au début de cette section, les applications de ces types de modèles sont les suivantes :

1. Pour obtenir des données sur le climat de la houle au large, seuls les modèles à phases moyennées (soit de deuxième génération soit, de préférence, de troisième génération) peuvent être utilisés. Ces modèles sont, dans ce cas, déterminés par les champs de vent qui figurent sur un maillage couvrant la zone étudiée et comprenant une longueur de fetch suffisante pour modéliser correctement toutes les conditions météorologiques et les directions incidentes de la houle. On peut obtenir les informations sur les vents à partir de la réanalyse météorologique ou de mesures satellitaires et elles sont généralement fournies dans des intervalles de temps de 3 à 6 heures (voir la Section 4.2.1.1). Ce type de bases de données numériques des climats de houle est disponible pour différentes parties du monde.
2. Pour transférer les données de houle du large au pied de l'ouvrage, les deux types de modèles peuvent s'appliquer, en fonction de la taille du domaine de calcul et du processus dominant à modéliser. Si la diffraction et la réflexion sont significatives, il faudra utiliser les modèles avec résolution de phases. Dans les autres cas, les modèles à phases moyennées (comme les modèles HISWA, SWAN, TOMAWAC, etc.) peuvent être utilisés à un échelon régional ou local, ce qui constitue la situation la plus fréquente. Dans ce cas, ils sont déterminés par les conditions de la houle imposées à la limite au large du modèle (c'est-à-dire avec un champ de vent fourni sur la totalité du domaine). La Figure 4.49 propose un exemple d'application d'un modèle.

**Encadré 4.12** Aperçu du modèle à phases moyennées et du modèle avec résolution de phases**1. Modèles de houle à phases moyennées (ou modèles spectraux)**

Si l'on peut négliger les effets de la réflexion et de la diffraction, on peut utiliser un modèle spectral de la houle de troisième génération, comme WAM (Groupe WAMDI, 1988), SWAN (Booij *et al.*, 1999 ; Ris *et al.*, 1999), WAVEWATCH (Tolman, 1991 ; Tolman et Chalikov, 1996) ou TOMAWAC (Benoît *et al.*, 1997a). Ces modèles incluent la dissipation du déferlement et les interactions non linéaires. Ils fournissent aussi un spectre directionnel complet de la houle ainsi que des paramètres synthétisés comme la hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre  $H_{m0}$ , et diverses périodes spectrales moyennes ( $T_{m-1,0}$ ,  $T_{01}$  et  $T_{02}$ ) calculées à partir des moments du spectre (voir Section 4.2.4.5).

On peut également utiliser des modèles spectraux quelque peu plus simples, adaptés à des calculs stationnaires et fondés sur quelques simplifications des données physiques, comme le modèle HISWA (Holthuijsen *et al.*, 1989). Ces modèles sont aussi adaptés à des applications en deux dimensions. Dans ce cas, la répartition directionnelle de l'énergie de la houle est calculée, mais la répartition spectrale est seulement représentée par les deux premiers moments du spectre. Dans certains cas, on peut aussi utiliser des modèles à une dimension, comme ENDEC (Stive et Dingemans, 1984 ; Van der Meer, 1990), REPLA (Hamm, 1995) ou la version à une dimension de SWAN (Booij *et al.*, 1999), qui modélisent le transfert d'un champ de houle aléatoire à partir du transfert de ses composants constitutifs (en utilisant les théories des fonds plats linéaires ou non linéaires). Ces modèles donnent les caractéristiques locales de la houle pour un quelconque profil de plage, choisi arbitrairement, en prenant en compte la dissipation de l'énergie due au déferlement.

Quel que soit le modèle spectral, il n'existe aucune condition quant au nombre de points de maillage par longueur d'onde. Le pas des longueurs  $\Delta x \Delta y$  est imposé par les besoins en matière de stabilité numérique et lié au maillage des données d'entrée, de manière à ce que le maillage final représente correctement la morphologie de la côte. Partout où des variations bathymétriques interviennent (variations des niveaux du fond : tranchées, fosses d'affouillement, hauts fonds), le pas de la longueur  $\Delta x$  doit être choisi de telle sorte qu'il corresponde au moins plusieurs fois à la longueur caractéristique de la variation bathymétrique (dans la direction  $x$  de la propagation de la houle). Pour des applications côtières, on préférera des modèles basés sur un maillage curvilinéaire (p. ex. SWAN) ou sur un maillage non structuré du type éléments finis (p. ex. TOMAWAC), car ils offrent la possibilité de raffiner le maillage dans les zones intéressantes et / ou dans le cas de variations rapides de la bathymétrie.

**2. Modèles de houle avec résolution de phases (ou modèles déterministes)**

Si l'on doit prendre en compte plus précisément les effets non linéaires et / ou si les effets de réflexion et de diffraction sont significatifs, alors on doit utiliser les modèles non linéaires avec résolution de phases, fondés sur des équations de type Boussinesq étendues. Ce type de modèles a fait l'objet d'une attention soutenue au cours des dernières décennies et beaucoup d'améliorations leur ont été apportées (p. ex. voir Dingemans (1997) pour une analyse), de telle sorte que des versions commerciales de ces modèles peuvent désormais être utilisées dans des études pratiques. Parmi ces modèles, on trouve FUNWAVE (p. ex. Wei *et al.*, 1995), TRITON (Borsboom *et al.*, 2001), etc. Ces modèles requièrent cependant des ressources informatiques significativement plus importantes que les modèles à phases moyennées. Les longueurs de pas  $\Delta x \Delta y$  doivent être de l'ordre de  $L/50$  à  $L/20$  et le pas de temps, souvent imposé par des conditions liées à la stabilité, se situe généralement entre  $T/50$  et  $T/20$ . Jusqu'à récemment, ces modèles étaient principalement à une dimension, mais des versions à deux dimensions ont été proposées il y a peu, fondées sur des maillages curvilinéaires (ajustés sur les limites) (p. ex. Shi *et al.*, 2001) ou sur des maillages à éléments finis (p. ex. Sørensen et Sørensen, 2001). Avec le progrès effectué par ces modèles et l'amélioration continue de l'informatique, il est désormais possible d'utiliser ces modèles 2D sur des zones de quelques kilomètres.

**3. Modélisation du déferlement de la houle et de ses effets**

Quand il est important de modéliser la dissipation énergétique due au déferlement induit par la profondeur, en eau peu profonde, il est hautement recommandé de calculer simultanément les variations du niveau moyen de l'eau qui sont dues au déferlement, c'est-à-dire l'abaissement et la surélévation du niveau de la mer dus à la houle (voir Section 4.2.2.5). Pour certains modèles avec résolution de phases, on peut calculer ces variations du niveau moyen de la mer dans le module de houle lui-même, grâce aux mêmes équations. Plus souvent, l'élévation du niveau due à la houle sera calculée après propagation des conditions de houle. Il est alors nécessaire de calculer la houle par itérations, étant donné que toute variation du niveau moyen de la mer affecte la propagation de la houle. Généralement 2 ou 3 itérations sont suffisantes pour parvenir à un état d'équilibre, que ce soit pour les conditions de houle ou pour le niveau moyen de la mer.

1

2

3

4

5

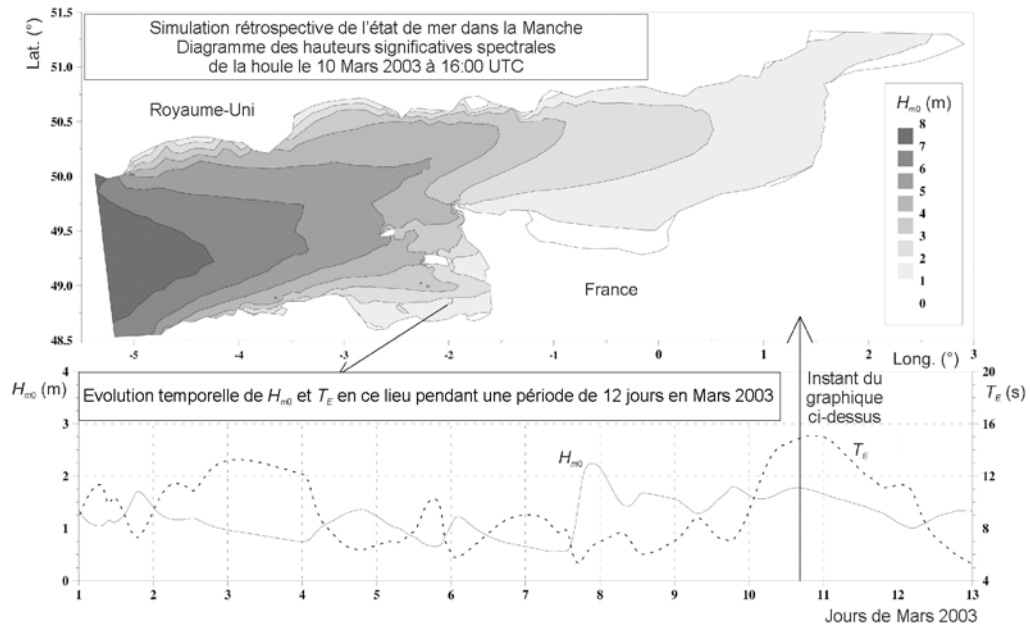
6

7

8

9

10



**Figure 4.49** Modélisation numérique des conditions de houle

#### Caractéristiques des modèles de houle

Face à la sélection du modèle de houle le plus adapté à la résolution d'un problème particulier, on est généralement confronté aux options suivantes :

1. **L'étalement de fréquence de l'énergie de la houle** : certains modèles sont monochromatiques ou « réguliers » (une seule fréquence), mais de nos jours la plupart des modèles sont irréguliers, capables de traiter une répartition continue de l'énergie de la houle sur toute une gamme de fréquences. Généralement, on préférera ce dernier type d'approche, car il fournit une meilleure représentation de la nature irrégulière des états de mer réels.
2. **La répartition directionnelle de l'énergie de la houle** : de la même manière, les modèles peuvent ne traiter qu'une direction incidente de la houle (vagues unidirectionnelles ou à longues crêtes) ou de la houle multidirectionnelle (c'est-à-dire que l'énergie de la houle est répartie sur plusieurs directions, qui peuvent dépendre de la fréquence).
3. **Le processus physique à prendre en compte** : ceci comprend, selon le cas, les sources d'énergie (données de vent) et / ou les pertes d'énergie (p. ex. la dissipation sur le fond ou le déferlement), la réfraction, le shoaling, la diffraction, la réflexion, etc.
4. **La modélisation linéaire ou non linéaire** : les modèles peuvent être linéaires pour modéliser la propagation ou non linéaires, incluant les effets non linéaires résultants des interactions entre les vagues et le fond et entre les vagues entre elles. Généralement pour les conditions en eau peu profonde, les effets non linéaires sont assez importants et doivent être pris en compte. C'est la raison pour laquelle ils doivent être préférés. Mais comme ces modèles sont d'une utilisation complexe et onéreuse, on a encore largement recours à des modèles plus simples, fondés sur la théorie linéaire de propagation de la houle, qui intègrent toutefois les effets non linéaires, exprimés en termes de sources et de pertes d'énergie (typiquement, le déferlement induit par la profondeur).

Il est également important de connaître ou de se procurer des informations correctes sur le niveau d'eau afin de garantir que les modèles de houle donneront des résultats convenables. Il faut suivre les procédures évoquées à la Section 4.2.5 pour éviter les omissions et pour parvenir au niveau d'eau correcte pour les conditions de dimensionnement envisagées. Cette hauteur d'eau sera ensuite utilisée dans le modèle de houle.

### Modélisation physique de la houle

On ne peut utiliser la modélisation physique de la houle que pour atteindre le deuxième objectif de la modélisation numérique de la houle (voir ci-dessus), c'est-à-dire le transfert au droit de l'ouvrage des données de houle au large. À cette fin, on peut les utiliser comme un modèle de prédiction à échelle réduite pour le prototype ou pour la vérification des résultats d'un modèle numérique.

Étant donné que l'état actuel des techniques en matière de modélisation numérique de la houle est souvent considéré comme suffisant à des fins de dimensionnement normal, la modélisation physique est principalement requise quand une bathymétrie compliquée devant un ouvrage entraîne des variations significatives de l'état de mer à proximité de l'ouvrage et/ou quand il faut clarifier des interactions spécifiques avec l'ouvrage (p. ex. un run-up, un franchissement, un phénomène d'affouillement au pied de l'ouvrage ou des mouvements de blocs d'enrochement). La diffraction des vagues peut être une autre raison d'avoir recours à la modélisation physique. C'est principalement sa capacité à traiter des interactions complexes qui conduit au choix d'une modélisation physique. Cependant, pour un grand nombre des problèmes les plus classiques qui surviennent lors du dimensionnement, les modèles numériques peuvent être l'option la plus économique. Ainsi il faut arbitrer entre la précision souhaitée et les coûts engagés par la modélisation numérique et par la modélisation physique. Il faut aussi prendre en compte les facteurs d'échelle et les effets de similitude dans cet arbitrage ainsi que dans la conception finale du modèle physique, dans le cas où cette option serait retenue. La Figure 4.50 montre un modèle physique de la houle.

L'utilisation des modèles physiques pour le dimensionnement des ouvrages est approfondie à la Section 5.3.2.

**Figure 4.50** Modélisation physique des conditions de houle



#### 4.2.5 Probabilité combinée de la houle et du niveau d'eau

La détermination des climats, c'est-à-dire les distributions à long terme des vents, de la houle, du niveau d'eau, etc., est abordée dans les sections précédentes de ce chapitre (voir en particulier la Section 4.2.2.12 pour le niveau d'eau et la Section 4.2.4.9 pour la houle). La survenue simultanée d'une certaine hauteur et d'une certaine période de la houle ou d'une certaine hauteur et d'une direction particulière de la houle, est automatiquement comprise dans les prédictions qui en découlent (voir la Section 4.2.4.8). Cette section se concentre sur la détermination des conditions de dimensionnement résultant de l'occurrence conjointe de niveaux d'eau extrêmes et de conditions de houle extrêmes.

#### 4.2.5.1 Introduction

Le franchissement, les submersions et les dommages subis par les ouvrages côtiers sont généralement associés à la concomitance d'une forte houle et d'un niveau d'eau élevé. Il est donc important de s'intéresser à ces deux paramètres dans le dimensionnement et l'évaluation des ouvrages côtiers. L'importance relative des fortes houles et des niveaux d'eau élevés dans une situation particulière dépend de la réponse particulière de la côte ou de l'ouvrage auxquels on s'intéresse. Par exemple, la stabilité d'un épi est fortement dépendante de la hauteur de la houle, alors que le franchissement des digues est beaucoup plus sensible au niveau d'eau et à la période de la houle.

Le volume de données disponibles sur les niveaux d'eau en milieu marin implique que les niveaux d'eau extrêmes peuvent généralement être calculés de façon plutôt fiable (voir la Section 4.2.2.12). La nature intermittente de l'enregistrement de la houle et la variabilité des conditions de houle dans les eaux côtières rendent la prédiction de conditions de houle extrêmes généralement plus difficile et incertaine (voir la Section 4.2.4.9). Cependant, la dépendance entre une forte houle et un niveau d'eau élevé, c'est-à-dire la probabilité que les deux événements se produisent simultanément, est un aspect également important et pourtant celui-ci n'est pas toujours explicitement pris en compte dans le dimensionnement

Il y a deux raisons principales pour lesquelles on peut corrélérer l'apparition d'une forte houle à celle de niveaux d'eau élevés :

1. La première raison, et la plus générale, est liée aux **conditions météorologiques** : certaines conditions météorologiques tendent à produire à la fois de fortes houles et des surcotes importantes (voir les Sections 4.2.2.3 et 4.2.2.4). La corrélation entre le niveau de l'eau et la houle reste modeste dans les zones où la composante astronomique des marées est beaucoup plus importante que la composante surcote, mais elle est réciproquement plus significative dans les zones à moindre influence des marées.
2. La seconde raison, plus localisée, est liée au **comportement de la houle à proximité des côtes** : la transformation de la houle dans les eaux peu profondes et particulièrement dans les eaux très peu profondes, dépend de la hauteur d'eau (voir la Section 4.2.4.7). Si le point d'estimation de la houle est très proche du rivage ou protégé par des bancs de sable, alors la houle peut être de profondeur limitée, auquel cas la corrélation entre une forte houle et un niveau d'eau élevé est importante.

Il est possible de calculer et de présenter des valeurs extrêmes de probabilité combinée soit au large, soit près des côtes. Les résultats des conditions au large sont applicables sur une vaste superficie, mais peuvent nécessiter d'être transformés en des conditions à la côte avant d'être utilisés. Les résultats des conditions à la côte sont plus spécifiques à des sites et ne sont applicables que dans une zone réduite. Les prédictions concernant la houle et les probabilités combinées sont souvent calculées en fonction de la direction. Ceci est important, car l'exposition générale à la houle, la corrélation entre une forte houle et un niveau d'eau élevé ainsi que la transformation du large à la côte, peuvent tous dépendre de la direction de la tempête.

Le concept de période de retour quand on traite de probabilités combinées est moins simple que lorsqu'on a affaire à une seule variable. Un extrême de probabilité combinée peut être défini comme la probabilité qu'une hauteur de la houle spécifique soit dépassée simultanément au dépassement d'un niveau d'eau donné. Pour une période de retour donnée, il y aura toute une gamme de combinaisons de hauteurs de la houle et de niveaux d'eau, dont on s'attend à ce que chacune d'entre elles soit égalée ou dépassée en moyenne une fois par période de retour. Par exemple, on peut considérer des conditions de houle très fortes dans une hauteur d'eau modeste, ou une hauteur d'eau très élevée avec des conditions de houle modestes : les deux cas se présenteront et pourront avoir la même période de retour combinée. Cette définition est utile pour l'interprétation et l'évaluation de la corrélation ainsi que pour l'expression des résultats en fonction de deux variables principales. Une seule des combinaisons est une **situation critique** en termes de run-up, de franchissement ou de dommage, mais il peut être nécessaire de tester différentes combinaisons pour la trouver. D'autres définitions de la période de retour peuvent être plus utiles et plus appropriées, s'il est possible de travailler directement en fonction de la probabilité de la



variable de réponse de l'ouvrage côtier. Ces définitions sont fondées soit sur l'intégration des densités de probabilité combinée soit sur l'extrapolation directe de la variable de réponse elle-même.

Une évaluation de la probabilité combinée requiert au moins une bonne connaissance de la distribution et des extrêmes des conditions de houle (seules) et des niveaux d'eau (seuls). Une personne expérimentée, armée de son savoir, pourra produire une évaluation intuitive de la corrélation entre des fortes houles et des niveaux d'eau élevés et ainsi faire une estimation des extrêmes de probabilité combinée. Cependant, une évaluation complète et objective de la probabilité combinée requiert des données et des techniques de la plus haute qualité, ainsi que le savoir d'un spécialiste associé à des méthodes et des logiciels dédiés. Il est nécessaire de disposer d'au moins quelques années de données simultanées relatives au niveau d'eau et à la houle (généralement par rétopolation) pour produire une évaluation précise de la corrélation et de sa dépendance potentielle à la direction de la tempête et à sa sévérité.

Hawkes et Hague (1994) décrivent quelques approches théoriques et pratiques de l'analyse des probabilités combinées. Ils fournissent aussi une comparaison des résultats calculés à partir de différentes méthodes, de même qu'une validation limitée, par rapport à des données de terrain, des occurrences des dommages causés à des ouvrages de défense contre la mer. HR Wallingford et l'Université de Lancaster (2000) décrivent la mise au point d'une méthode robuste d'extrapolation des **densités** de probabilités combinées, et sa validation par rapport à des données synthétiques ainsi que des données de terrain. Hawkes *et al.* (2002) présentent une méthode pour l'analyse des probabilités combinées, utilisant l'approche de la simulation de Monte Carlo, fondée sur des distributions adaptées au niveau d'eau, à la hauteur et à la cambrure de la houle ainsi qu'à la dépendance entre eux. Le Defra / Agence britannique pour l'Environnement (2004) résume ceci et d'autres travaux en rapport avec ce sujet, sous la forme d'un guide des bonnes pratiques dans l'usage des méthodes de probabilités combinées pour les submersions marines et les ouvrages de protection du littoral.

#### 4.2.5.2 Cas d'indépendance et cas de dépendance

La probabilité combinée de dépassement de deux variables ( $X$  et  $Y$ ) est donnée par la probabilité  $P(\underline{X} \geq x \text{ et } \underline{Y} \geq y)$  (dans l'intervalle  $[0; 1]$ ) que la variable  $\underline{X}$  soit supérieure à une valeur donnée  $x$ , en même temps que la variable  $\underline{Y}$  soit supérieure à une valeur donnée  $y$ . On peut considérer que les variables  $\underline{X}$  et  $\underline{Y}$  renvoient respectivement au niveau d'eau au repos et à la hauteur significative de la houle,  $H_s$ , pour chaque niveau d'eau élevé successif.

Deux cas simples de probabilité combinée sont la **dépendance parfaite** et l'**indépendance parfaite**. Deux variables, *niveau d'eau au repos* et  $H_s$ , sont parfaitement dépendantes si un niveau d'eau donnée survient toujours au même moment qu'une hauteur de la houle,  $H_s$ , donnée, quand les périodes de retour de chacune de ces deux variables sont égales (voir l'Équation 4.119).

$$P(\underline{\text{Niveau d'eau au repos}} \geq x \text{ et } \underline{H_s} \geq y) = P(\underline{\text{Niveau d'eau au repos}} \geq x) = P(\underline{H_s} \geq y) \quad (4.119)$$

Cependant, si elles sont parfaitement indépendantes, il n'existe aucune corrélation entre-elles et la probabilité combinée est alors le simple produit des deux probabilités (voir l'Équation 4.120).

$$P(\underline{\text{Niveau d'eau au repos}} \geq x \text{ et } \underline{H_s} \geq y) = P(\underline{\text{Niveau d'eau au repos}} \geq x)P(\underline{H_s} \geq y) \quad (4.120)$$

Dans le cas de la houle et du niveau d'eau, l'hypothèse de dépendance parfaite mène à un dimensionnement très conservateur, puisque l'événement ayant une période de retour de 100 ans doit intégrer une condition de hauteur de la houle ayant une période de retour de 100 ans simultanément à un niveau d'eau ayant une période de retour de 100 ans. Réciproquement, l'hypothèse d'indépendance mène, dans certains cas, à un sous-dimensionnement, puisque l'on ignore toute augmentation de la probabilité de hauteurs de la houle élevées concomitantes avec de très hauts niveaux d'eau. La corrélation entre la houle et le niveau d'eau se situe généralement entre les deux situations extrêmes de dépendance parfaite et d'indépendance parfaite. La situation de dépendance partielle est, dans une certaine mesure, déterminée au mieux à partir de l'analyse des données empiriques.

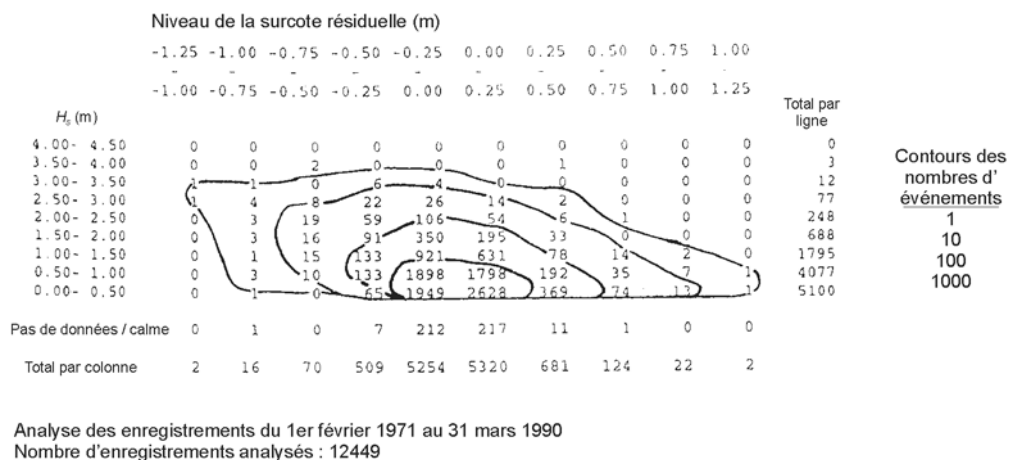


Souvent, seules les conditions de pleine mer ont un intérêt et, dans la plupart des cas, les pics de surcote persistent moins d'une demi-journée (voir les Sections 4.2.2.3 et 4.2.2.4). Ainsi, les conditions à chaque situation de pleine mer (approximativement 706 par an, voir la Section 4.2.2.2) peuvent avantageusement être considérées comme indépendantes et l'on peut faire l'hypothèse qu'elles persistent pendant toute la durée de la pleine mer, accompagnées par des conditions de houle qui (en fonction des limites liées à la profondeur) persistent durant le cycle de la marée. Donc, dans un but arithmétique de combinaison de probabilités, un événement ayant une période de retour d'un an, par exemple, a une probabilité d'occurrence de 1/706. Comme les cas d'indépendance et de dépendance sont simples à calculer et comme ils représentent respectivement le scénario le plus optimiste et le plus pessimiste, il peut être utile de les calculer tôt dans tout projet. Ils peuvent aider dans l'appréciation de la valeur de toute analyse de probabilités combinées plus détaillée.

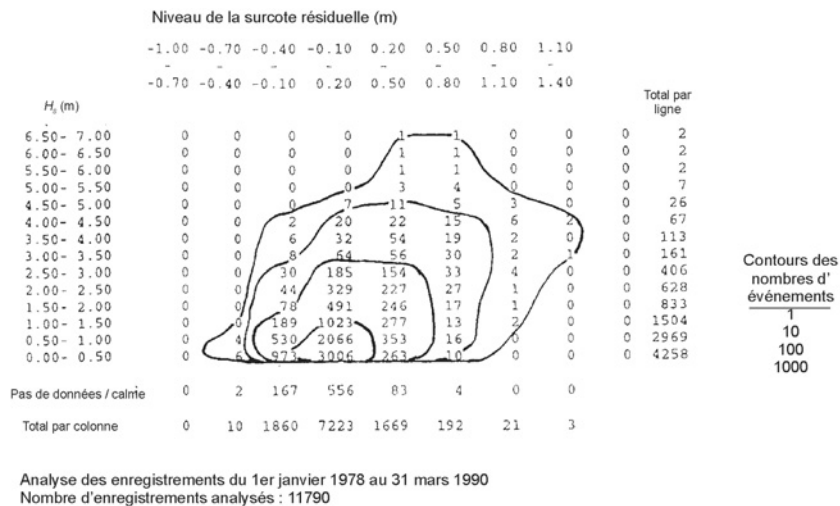
**4.2.5.3 Méthode de l'analyse historique**

L'une des méthodes possibles d'estimation de la corrélation est intuitive et fondée sur l'expérience générale, la forme et la dimension de la zone marine environnant le point d'étude. Une meilleure méthode, si les contraintes de temps, de budget et de disponibilité des données le permettent, consiste à passer en revue plusieurs années de données simultanées sur la houle et le niveau d'eau, de manière à en évaluer la corrélation et à calculer les extrêmes de probabilité combinée. Ceci permet à l'analyse de corrélation d'être menée d'une manière objectivement scientifique, similaire à celle qui est appliquée aux prévisions individuelles de houle et de niveau d'eau. La corrélation est déterminée par l'analyse de diagramme de dispersion, chaque point matérialisant un couple de valeurs [hauteur de la houle] et [niveau d'eau], à chaque pleine mer, sur une période de plusieurs années. Les lignes joignant les zones du diagramme ayant des nombres égaux d'observations peuvent alors être envisagées comme les courbes d'iso-valeurs de la densité de probabilité. Toute courbe d'iso-probabilités « en dents de scie » est indicative d'une dépendance entre les deux variables.

Les Figures 4.51 et 4.52 montrent par exemple des diagrammes de dispersion représentant des couples [surcote] / [hauteurs significatives de la houle], en situation de pleine mer, sur des périodes supérieures à 10 ans et en deux sites de la côte du Royaume-Uni. La Figure 4.51 présente une corrélation négative entre la forte houle et les fortes surcotes. Dans cette situation, les hauteurs de la houle les plus élevées ont tendance à coïncider avec des **décotes**. Inversement, la Figure 4.52 présente une corrélation positive entre les fortes houles et les fortes surcotes. Dans cette situation, les hauteurs de la houle les plus élevées ont tendance à coïncider avec des **surcotes**. Le Defra / Agence pour l'Environnement (2003) a cartographié, autour du Royaume-Uni, la dépendance entre plusieurs paires de variables importantes pour les risques de submersion.



**Figure 4.51** Courbes d'iso-probabilités démontrant une corrélation négative entre surcote et hauteur significative de la houle (au large de Hythe, comté du Kent, Royaume-Uni)



**Figure 4.52** Courbes d'iso-probabilités démontrant une corrélation positive entre surcote et hauteur significative de la houle (Baie de Christchurch, comté du Dorset, Royaume-Uni)

L'évaluation peut conclure que la corrélation est faible et, par exemple, que l'occurrence simultanée de fortes houles et de hautes eaux dont la période de retour combinée est de 100 ans, est de 10 à 100 fois **plus** probable que ce que suggère l'hypothèse d'**indépendance** (voir la Section 4.2.5.2). Elle peut aussi conclure que la corrélation est importante et, par exemple, que l'occurrence de fortes houles et de hautes eaux dont la période de retour combinée est de 100 ans est de 10 à 100 fois **moins** probable que ce que suggère l'hypothèse de **dépendance** (voir la Section 4.2.5.2). Le ratio de probabilité entre les cas d'indépendance et de dépendance est de  $706 \times 100$  (correspondant à 706 pleines mers par an sur 100 ans).

Pour illustrer ceci, le Tableau 4.15 propose toutes les combinaisons entre les hauteurs de houle et les niveaux d'eau (chacune donnée en fonction de sa période de retour) avec une probabilité combinée de période de retour de 100 ans. Il est bien compris que **toutes** les combinaisons de houle et de niveau d'eau ayant un degré donné de corrélation, sont testées tour à tour pour **chaque** hypothèse de dimensionnement, de façon à déterminer le cas critique de chacune d'entre elles. Le tableau compare les combinaisons qui seraient appropriées à différents degrés hypothétiques de corrélation entre hauteurs de la houle et niveaux d'eau. Un facteur de corrélation est introduit ici. Il s'agit du ratio entre la probabilité combinée observée et la valeur qui serait associée à des variables indépendantes.

**Tableau 4.15** Combinaisons des conditions dont la probabilité combinée de période de retour est de 100 ans, pour différentes hypothèses de facteurs de corrélation

Période de retour du niveau des eaux (en années)	Période de retour de la hauteur de la houle (années) pour chaque facteur de corrélation donné ci-dessous			
	2	20	100	500
0.02	14	100	–	–
0.05	6	57	–	–
0.1	2.8	28	100	–
0.2	1.4	14	71	–
0.5	0.6	6	28	100
1	0.28	2.8	14	71
2	0.14	1.4	7	35
5	0.06	0.6	2.8	14
10	0.03	0.28	1.4	7
20	–	0.14	0.7	4
50	–	0.06	0.28	1.4

**Note :** on fait l'hypothèse qu'il y a 70600 pleines mers en 100 ans. Les extrêmes sont exprimés en fonction de leur période de retour. Les quatre exemples de niveaux de dépendance sont « aucune corrélation », « faiblement corrélés », « corrélés » et « fortement corrélés »

Le facteur de corrélation minimal suggéré est de 2, car toute valeur inférieure serait plutôt risquée en l'absence de calculs plus détaillés. Une telle configuration est adaptée là où on s'attend à ce que les houles et les niveaux d'eau soient indépendants. Un facteur de corrélation de 20 représente un niveau de dépendance modeste. Il est adapté partout où l'on peut s'attendre à une certaine corrélation, même si l'on ne dispose pas de preuve particulière de celle-ci. Un facteur de corrélation de 100 représente une bonne corrélation, telle que celle à laquelle on peut s'attendre là où des vents forts, se déplaçant le long d'une zone où la mer se rétrécit, produisent à la fois des surcotes importantes et des fortes houles. Le coefficient de forte corrélation de 500 représente un niveau de dépendance qui est très inhabituel le long des côtes européennes. Il serait adapté dans une zone où l'on pourrait s'attendre à une forte corrélation entre les surcotes et la hauteur de la houle et où la marée astronomique serait faible.

Il est assez courant de calculer les extrêmes de probabilité combinée au large, là où les eaux sont plutôt profondes et, partant de là, de postuler qu'ils sont applicables à une zone assez large. Avant d'en faire usage pour la côte, il peut être nécessaire de propager ces conditions du large à la côte, puis d'évaluer la capacité des ouvrages de défense contre la mer à résister à chaque combinaison de houle et de niveau d'eau au point de la côte en question.

#### 4.2.5.4 **Autres méthodes d'analyse**

##### **L'approche par la période de retour de la hauteur de la houle et du niveau d'eau**

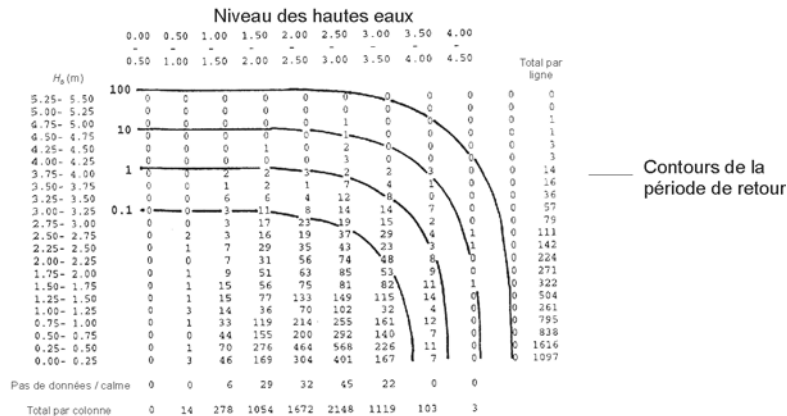
La période de retour de toute combinaison particulière de hauteur de la houle et de niveau d'eau peut être estimée, en première approche, directement à partir des données du tableau d'occurrence. Le nombre d'occurrences des données dépassant en même temps un certain seuil de hauteur de la houle et un certain seuil de hauteur d'eau peut être simplement comptabilisé et comparé au nombre total de données de la série dont on dispose. Par exemple, une combinaison de hauteur de la houle ( $y$ ) et de hauteur d'eau ( $x$ ) dépassée 100 fois en 10 ans aurait une période de retour de 0.1 an, et une autre combinaison dépassée 10 fois en 10 ans aurait une période de retour de 1 an. Il y aura plusieurs combinaisons de hauteur de la houle et de niveau d'eau correspondant à toute période de retour donnée.

Les courbes d'iso-probabilités des événements plus rares peuvent alors être esquissées, en reprenant la forme des courbes connues. L'espace entre les courbes extrapolées doit être approximativement égal pour chaque augmentation de rareté d'un facteur 10 (ou tout autre facteur pratique) de l'événement représenté. Ainsi, par exemple, les courbes d'iso-probabilités de période de retour d'un an, de dix ans et de cent ans peuvent être dessinées de telle sorte qu'elles aient à peu près la même forme et le même écartement. Les positions des courbes, à l'approche des axes des  $x$  et des  $y$ , sont fixées par les valeurs des extrêmes propres, c'est-à-dire des extrêmes de niveaux d'eau (pour toutes les houles) et des extrêmes de hauteurs de la houle (pour tous les niveaux d'eau).

Pour illustrer ceci, la Figure 4.53 montre un tableau d'occurrence présentant le couple [niveau d'eau ; hauteur significative de la houle], en pleine mer, sur une période de l'ordre de 10 ans. Les courbes d'iso-probabilités pour des périodes de retour de 0.1 an et de 1 an sont directement tracées à partir des données. Les extrêmes propres sont déterminés de telle sorte que la position des courbes correspondant aux périodes de retour les plus élevées soit fixée sur les axes des abscisses et des ordonnées. Les courbes de période de retour les plus élevées sont alors tracées en utilisant la méthode d'extrapolation manuelle décrite ci-dessus. Les positions des courbes étant déterminées, plusieurs combinaisons de hauteurs de la houle et de niveaux d'eau à période de retour combinée donnée, peuvent en être extraites à des fins de dimensionnement, d'évaluation ou de modélisation supplémentaire.

Il est également possible de définir les extrêmes de manière plus objective en extrapolant la hauteur de la houle pour des niveaux d'eau de plus en plus rares et le niveau d'eau pour des hauteurs de la houle de plus en plus rares. Ceci implique qu'il faille établir une série de seuils ( $x_i, i = 1 \dots n$ ) pour, par exemple, le niveau d'eau et réaliser alors l'analyse des extrêmes sur les seules données de hauteur de la houle qui se trouvent au-dessus du seuil et ce tour à tour pour chaque seuil. La distribution  $P(H_g \geq y)$  des extrêmes résultant de cette analyse (au seuil  $x_i$ ) fait aussi partie inté-

grante de la distribution combinée des extrêmes puisque  $P(H_s \geq y \text{ et } \text{niveau d'eau au repos} \geq x_i)$ . En combinant ces extrapolations, il est possible de tracer les courbes d'iso-probabilités en joignant les combinaisons de hauteurs de la houle et de niveaux d'eau ayant des périodes de retour combinées égales.



Analyse des enregistrements du 1er janvier 1981 au 31 mars 1990  
Nombre d'enregistrements analysés : 6525

**Figure 4.53** Exemple de courbes d'iso-probabilités combinées des extrêmes de niveau d'eau et de hauteur significative de la houle, tracées à la main (au large de Shoreham, comté du West Sussex, Royaume-Uni)

Pour une période de retour combinée de dépassement donnée, toutes les combinaisons de conditions de houle au large et de niveaux d'eau peuvent être converties, par exemple, en débit de franchissement à un endroit particulier (si le franchissement est la question critique). Ceci permet d'indiquer quelle est la combinaison déterminante de conditions au large, en termes de franchissement, et cette combinaison peut alors être mise en évidence pour que l'ingénieur puisse en faire usage lors de son dimensionnement. Ce type de présentation des résultats est pratique, cependant il doit être utilisé avec prudence, car les conditions mises en évidence comme ci-dessus ont des applications très spécifiques. Pour des sites voisins ou d'autres types de variables (run-up ou force), il est probable que les combinaisons de houles au large et de niveaux d'eau déterminantes dans le dimensionnement soient différentes. Il est aussi à noter que toutes les combinaisons de hauteurs de la houle au large et de niveaux d'eau qui peuvent être calculées pour une période de retour combinée de dépassement donnée n'auront pas le même degré de réponse ou de dommage. Par ailleurs, ce type d'approche ne propose qu'une approximation de la période de retour de toute fonction de réponse.

#### L'approche par la simulation continue

La ou les variable(s) de dimensionnement intéressante(s) au site considéré peuvent faire l'objet d'une reconstitution continue pour toute donnée disponible concernant la houle et le niveau d'eau pendant une certaine période. Par exemple, si l'on dispose de 20 ans de données simultanées relatives à la houle et au niveau d'eau, ces données peuvent être utilisées pour une reconstitution (c.-à-d. pour produire une valeur à chaque heure) des débits de franchissement, directement au site en question. Cette méthode intègre la période de la houle en tant que variable indépendante de l'analyse, en plus de la hauteur de la houle et du niveau d'eau. Les débits franchissants peuvent alors être examinés et utilisés pour inférer une distribution de probabilité et des valeurs extrêmes qui serviront au dimensionnement.

Cette approche en simulation continue est un moyen utile de mise en œuvre et de présentation des résultats d'une évaluation de probabilité combinée. Au lieu d'un tableau particulièrement peu maniable contenant quelques combinaisons de conditions au large, elle produit un unique extrême de franchissement, tel que le souhaite l'ingénieur. Cependant cette méthode doit être utilisée avec quelques précautions. Le comportement de l'ouvrage peut changer du tout au tout suivant les valeurs extrêmes d'une ou plusieurs des variables d'entrée, allant par exemple de l'érosion douce au franchissement ou au recul du trait de côte. Dans cette situation d'une fonc-

tion de réponse côtière discontinue, l'approche par reconstitution directe peut se solder par une prévision de dimensionnement trompeuse. De plus, les résultats présentés de cette manière peuvent ne pas s'appliquer à des sites similaires voisins et ne fournissent pas de valeur équivalente pour **aucune** autre variable (hauteur de la houle, hauteur d'eau, run-up, etc.). Si l'on devait avoir besoin ultérieurement de résultats pour d'autres variables ou en d'autres points ou pourquoi pas encore pour tester un dimensionnement d'ouvrage modifié, il serait alors probablement nécessaire de répéter intégralement l'exercice de reconstitution, puisqu'aucun résultat général ne serait disponible.

#### **L'approche par extrapolation de la densité combinée**

Cette approche modélise et étend les courbes d'iso-probabilités combinées sans référence particulière à la période de retour des événements. Une telle approche est plus appropriée à l'analyse du risque dans des situations existantes, où l'accent est mis sur le calcul de probabilité d'une réponse particulière, qu'au dimensionnement, qui peut exiger des paramètres d'entrée particuliers.

Les Figures 4.51 et 4.52 sont des exemples de courbes d'iso-valeurs de densités de probabilités combinées tracées manuellement dans le corps des données. Les distributions de probabilité (par exemple les distributions de Weibull ou normales, voir l'Encadré 4.10 de la Section 4.2.4.9) peuvent être ajustées individuellement à chacune des variables, avec une autre équation pour définir le degré de corrélation entre elles. Si cela est possible, alors, les positions des courbes extrapolées peuvent être déterminées de manière objective à partir des valeurs extrêmes des distributions ajustées et de l'équation de corrélation.

HR Wallingford et l'Université de Lancaster (2000) décrivent une méthode permettant de transformer des données réelles de houles et de niveaux d'eau en des distributions normales à deux variables idéalisées, dont les caractéristiques de dépendance sont déjà bien connues. Une simulation par la méthode de Monte-Carlo est appliquée aux distributions transformées, les résultats étant retransformés ensuite en résultats équivalents dans leurs distributions d'origine. Des valeurs extrêmes peuvent alors être extraites des simulations à long terme sans avoir recours à aucune analyse supplémentaire des extrêmes. En principe cette méthode n'est pas limitée à deux variables (habituellement, hauteur de la houle et niveau d'eau) et la période de la houle est régulièrement incluse comme variable additionnelle, dépendante de la hauteur de la houle. Les réponses côtières présentant un intérêt (p. ex. les dommages structuraux, les franchissements, etc.) sont alors déterminées par intégration dans les courbes de probabilité combinées. Cette approche est mathématiquement plus rigoureuse que l'approche par la période de retour, mais elle nécessite plus de données d'entrée, de logiciels spécialisés et d'expertise.

#### **4.2.5.5 Dimensionnement avec des houles et des niveaux d'eau combinés**

Les résultats de l'analyse de probabilité combinée peuvent s'exprimer sous la forme d'une gamme de combinaisons des conditions de houle et de niveaux d'eau, chacune ayant la même période de retour. On s'attend à ce que chacune de ces combinaisons soit dépassée en moyenne une fois au cours de chaque période de retour. Lors du dimensionnement ou de l'évaluation d'un ouvrage, sa résistance à toutes les combinaisons de hauteurs de la houle et de niveaux d'eau au cours de la période de retour considérée doit être vérifiée. En d'autres termes, pour chaque variable de réponse côtière intéressante, chaque combinaison extrême de niveaux d'eau et d'états de mer doit être testée afin de déterminer le cas critique de chaque variable de réponse.

On peut également présenter les résultats d'une analyse de probabilité combinée sous la forme d'un tableau d'occurrence (p. ex. voir les Figures 4.51, 4.52 et 4.53) avec ou sans courbe de densité de probabilité combinée extrapolée. Cette forme de présentation est plus adaptée à la construction d'une distribution de probabilité pour une variable de réponse côtière, obtenue en intégrant la fonction de réponse dans les gammes combinées de chacune des principales variables d'entrée. Ceci peut être utile partout où le dommage subi par un ouvrage se développe sur la durée par opposition au dommage qui se produit à l'occasion d'un unique événement rare.

Si les hauteurs de la houle et les niveaux d'eau sont calculés pour un site différent de celui où ils seront appliqués, un certain nombre d'ajustements de valeurs peut être nécessaire. Le cas le plus évident est la nécessité de modifier les conditions de houle calculées au large, pour permettre les transformations en eau peu profonde, avant leur arrivée sur les ouvrages de défense contre la mer. Si les périodes de la houle sont requises, elles peuvent être affectées à certaines hauteurs significatives de la houle données, basées sur une cambrure typique ( $2\pi H_s/(gT_m^2)$ ) de la houle de tempête. Si la direction de la houle est importante, que ce soit pour sa transformation ou pour la réponse côtière, alors des calculs séparés peuvent s'avérer nécessaires pour chaque secteur directionnel présentant un intérêt.

Le degré de corrélation entre fortes houles et niveaux d'eau élevés varie selon les emplacements et les secteurs de direction de la houle et même selon que l'on est au large ou près de la côte. Il peut donc être inadéquat de postuler que les états de mer les plus extrêmes au large donnent naissance à des conditions tout aussi extrêmes au niveau de la côte. Sur des côtes ouvertes, où les vagues les plus grandes au large donnent aussi naissance aux plus grandes vagues à la côte, la corrélation avec des niveaux d'eau élevés est similaire dans les deux situations. Cependant, là où les vagues sont fortement limitées par la profondeur avant d'atteindre les ouvrages de défense contre la mer, la période de la houle (et donc, potentiellement, un type d'état de mer différent) peut être d'une beaucoup plus grande importance à proximité de la côte qu'au large. De plus, en ce qui concerne les lieux protégés par un cap des plus fortes houles venant du large, la situation à proximité du littoral peut différer de la situation au large.

L'analyse de probabilité combinée est normalement fondée (même si cela est de manière indirecte) sur des mesures faites au cours des dernières années, en faisant l'hypothèse qu'elles sont représentatives de conditions à plus long terme. Si les conditions de houle ou les niveaux d'eau sont connus pour être sujets à des variations à long terme (comme l'élévation du niveau moyen de la mer, voir Section 4.2.2.10) ou si l'on sait que la période de mesure n'est pas représentative, alors des adaptations sont nécessaires.

## 4.3 CONDITIONS AUX LIMITES HYDRAULIQUES ET COLLECTE DES DONNÉES – EAUX INTÉRIEURES

### 4.3.1 Paramètres hydrauliques

#### 4.3.1.1 Géométrie de la rivière

L'étude hydraulique requiert la détermination de la géométrie du chenal. Elle s'intéresse aux propriétés du chenal qui peuvent être définies intégralement par la géométrie de la section et par la profondeur d'eau, comme l'illustre la Figure 4.54.

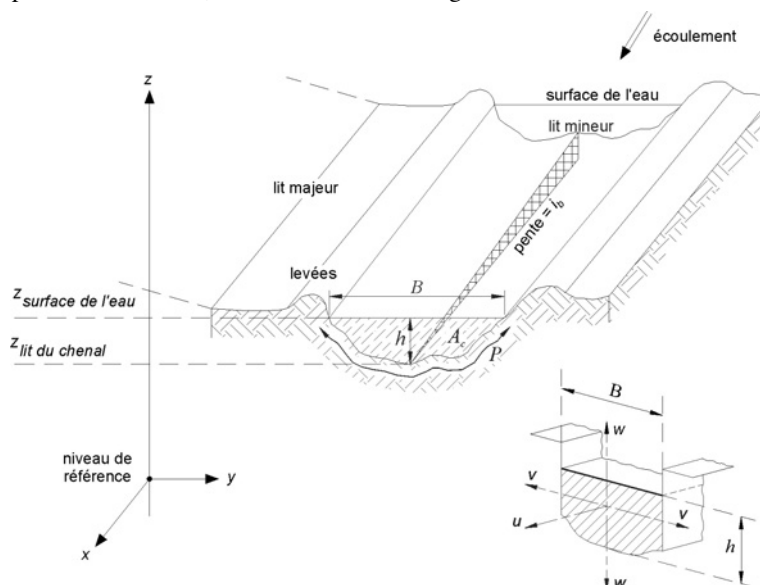


Figure 4.54  
Géométrie d'une rivière



Telle qu'utilisée dans le présent guide, l'expression **section transversale** désigne la section d'un chenal dans le sens perpendiculaire à l'écoulement. La section doit être mesurée dans le plan vertical, selon la pratique courante des levés, plutôt que perpendiculaire à la pente de la rivière (angle formé avec la verticale). Une **section de chenal verticale**, toutefois, est la section verticale longitudinale qui passe par le point le plus bas de la section du chenal. En période de crue, le **chenal** peut être constitué de plusieurs parties, un chenal principal dans lequel s'écoulent les débits normaux (lit mineur) et d'un ou plusieurs chenaux latéraux (comprenant des plaines inondables naturelles, protégées et artificielles) qui accueillent les débits en excès (lit majeur). Les canaux artificiels présentent généralement une section de forme géométrique et régulière. Il est possible d'obtenir les sections des plaines inondables directement à partir d'une carte topographique, si celle-ci est disponible. Sinon, ces sections doivent être déterminées par levé de terrain (p. ex. levé classique ou GPS) ou une inspection aérienne (p. ex. photogrammétrie stéréoscopique ou système LiDAR).

La **hauteur d'eau**,  $h$  (m), est la distance verticale qui sépare le lit du chenal de la surface de l'eau. Elle est égale à la hauteur d'eau perpendiculaire,  $h_p$  (m), divisée par  $\cos i_b$ . Dans le cas des chenaux à pente modérée (p. ex.  $\tan i_b < 0.1$ , soit une pente inférieure à 10 %),  $h$  est souvent interchangeable avec la hauteur d'eau perpendiculaire au lit,  $h_p$  (Graf et Altinakar, 1993).

Le **niveau** est l'élévation ou la distance verticale de la surface libre au-dessus d'un niveau de référence. Si ce niveau de référence est le point le plus bas de la section du chenal, alors le niveau est identique à la profondeur d'eau.

La **largeur au miroir**,  $B$  (m), est la largeur de la section du chenal au niveau de la surface libre.

La **surface mouillée**,  $A_c$  (m<sup>2</sup>), est la surface de la section perpendiculaire au sens de l'écoulement.

Le **périmètre mouillé**,  $P$  (m), est la longueur de la ligne d'intersection entre la surface mouillée du chenal et un plan transversal perpendiculaire au sens de l'écoulement. Il peut également être défini comme la longueur de la ligne de contact entre l'eau et le lit du chenal. Il doit servir à calculer le **rayon hydraulique**,  $R$  (m), qui est le rapport de la surface de l'eau à son périmètre mouillé, soit  $R = A_c/P$ . Pour les rivières relativement larges, où  $B$  est supérieure à  $20h$ ,  $R$  peut être obtenu de façon approximative à partir de la hauteur d'eau,  $h$ .

Les **levées** ou **digues** sont des ouvrages en terre qui empêchent les crues d'inonder les zones inondables.

#### 4.3.1.2 Données hydrauliques

Les hauteurs d'eau et les débits sont les principales conditions aux limites à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages en enrochement. Cela est dû au fait que les autres conditions aux limites hydrauliques utilisées pour dimensionner les ouvrages en enrochement sont étroitement liées à la hauteur d'eau réelle.

Les variations de la hauteur d'eau et du débit sont causées par les conditions météorologiques. La hauteur d'eau dépend également de la bathymétrie locale (voir la Section 4.3.2.3).

##### Hauteur d'eau

En règle générale, les hauteurs d'eau sont les données hydrauliques les plus précises, bien que les mesures varient parfois en fonction de la technique de levé utilisée ou encore en fonction de facteurs météorologiques (p. ex. vagues soulevées par le vent ou gel de la chambre du flotteur).

##### Débit

Le débit,  $Q$  (m<sup>3</sup>/s), d'une rivière est le volume d'eau qui passe au travers d'une section transversale par unité de temps.

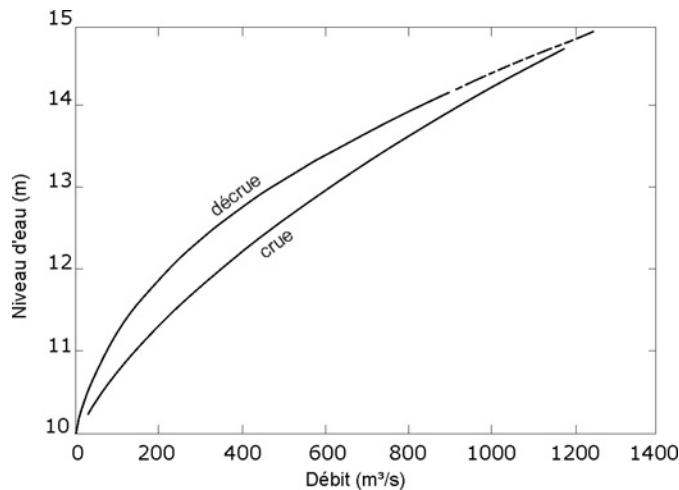


Pour un débit régulier et uniforme (sans variations temporelles ni spatiales), on peut écrire l'Équation 4.121 :

$$Q = U_1 A_{c1} = U_2 A_{c2} = \dots = U_i A_{ci} \quad (4.121)$$

où  $Q$  = débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $U$  = vitesse moyenne de l'écoulement ( $\text{m}/\text{s}$ ),  $A_c$  = surface mouillée ( $\text{m}^2$ ) et les indices associés à  $U$  et  $A_c$  désignent différentes sections de la rivière.

Cette définition n'est toutefois pas valable lorsque le débit n'est pas le même en tous points de la rivière. Celui-ci reste constant, à moins que de l'eau ne s'écoule dans la rivière ou ne s'en échappe (p. ex. affluents, sources, égouts pluviaux, canaux de drainage, collecteurs, infiltration ou déversoirs latéraux de crue). Dans ce type de conditions, le débit est dit « à variabilité spatiale ». Lorsque le débit au niveau d'une section change avec le temps, il est dit irrégulier.



**Figure 4.55**  
Exemple de courbe de tarage en crue et décrue du Sobat (affluent du Nil Blanc) (Shahin, 1985, modifiée dans Bravard et Petit, 2000)

Le débit n'est pas mesuré directement ; il est obtenu par calcul. Différentes méthodes hydrométriques permettent de calculer les débits (Herschy, 1999 ; Ackers *et al.*, 1978), notamment :

1. Estimation du champ de vitesses dans la section, à l'aide de :
  - pointes limnimétriques droites équipées de moulinets ou des vélocimètres électromagnétiques ;
  - moyennes linéaires reposant sur la transmission des ultrasons ;
  - sondes basées sur le principe acoustique Doppler.
2. Ouvrages artificiels de régulation (barrage mobile ou canal) construits selon des modèles standards.
3. Sondes électromagnétiques au niveau d'un site équipé d'instruments de mesure.
4. Prélèvements permettant d'estimer la dilution d'un traceur injecté dans l'eau.
5. Mesures volumétriques directes.

Ces méthodes fournissent les données initiales requises concernant les débits instantanés. Il est nécessaire d'effectuer d'autres étapes pour disposer d'une série chronologique de débits, en enregistrant ou en relevant les **hauteurs d'eau** au niveau du site sur une jauge autographique à enregistrement continu ou sur une échelle graduée basée sur un niveau de référence vertical donné (**échelle limnimétrique**). Pour interpréter les données fournies par un enregistreur de niveau installé dans une station de jaugeage, il faut connaître la relation entre les hauteurs d'eau et les débits, appelée **courbe de tarage**. La Figure 4.55 en présente un exemple. Les mesures périodiques du débit (p. ex. effectuées à l'aide de vélocimètres) servent tout d'abord à définir une courbe de tarage, puis à définir les décalages (saisonniers, systématiques et aléatoires) par rapport à cette courbe. La courbe de tarage « **décalée** » est ensuite utilisée couramment pour calculer les débits à partir d'un niveau donné de la rivière, lorsque les seules données fiables dont on dispose sont des mesures ponctuelles du débit. Au niveau de la station hydrométrique, les débits sont déterminés à partir des profondeurs d'écoulement, relevées une ou deux fois par jour sur l'échelle limnimétrique, ou enregistrées en continu par une jauge autographique.

Les courbes de tarage ne peuvent servir à déterminer les débits que s'il n'existe qu'une seule relation entre la hauteur d'eau et le débit, autrement dit si une seule valeur de débit correspond à une hauteur spécifique. Ce type de relation unique est observé au niveau des stations de jaugeage où la morphologie du lit varie peu, ou lorsque la pente de la ligne d'eau est constante, en crue comme en décrue. C'est également le cas des stations soumises à un contrôle fixe (p. ex. déversoir). Dans certaines rivières, les valeurs de jaugeage obtenues en crue et en décrue diffèrent, pour une hauteur d'eau donnée, de celles lues sur une courbe de tarage établie en régime permanent. Un crochet apparaît autour de la courbe de tarage du régime permanent. Cet effet, appelé **hystérésis**, désigne une situation dans laquelle le débit associé à une hauteur d'eau donnée est plus élevé en période de crue qu'en période de décrue (voir la Figure 4.55). Le débit maximal ne correspond pas forcément à la profondeur d'eau maximale. Cet écart par rapport à la courbe de tarage en régime permanent varie d'une crue à l'autre; mais pour les grands fleuves soumis à une grande crue annuelle, on obtient une courbe pour la montée des eaux et une autre pour la décrue.

Les données de débits comprennent les débits mesurés et / ou calculés, ainsi que des informations concernant la fréquence, la vitesse, la durée et la profondeur. Pour ces paramètres, on préfère généralement les données mesurées au niveau des stations de jaugeage; toutefois, les mesures dont on dispose sont souvent insuffisantes.

### Énergie de la rivière

Définie comme un niveau énergétique, la charge hydraulique,  $H$  (m), en un point donné du chenal soumis à un régime permanent et uniforme est donnée par l'Équation 4.122:

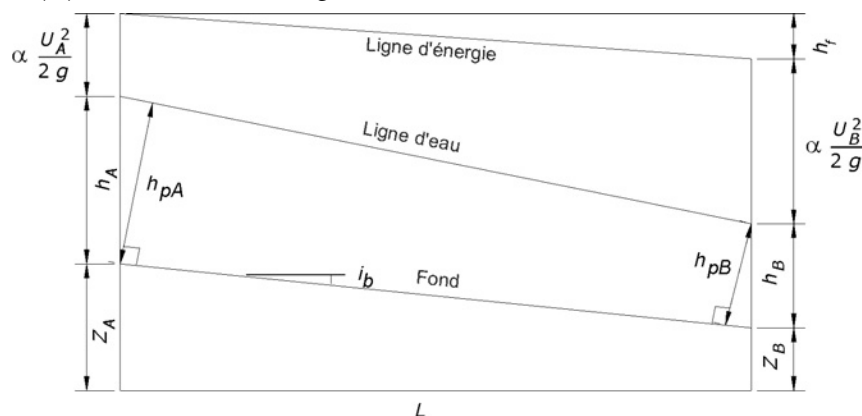
$$H = z + \frac{h_p}{\cos i_b} + \frac{\alpha U^2}{2g} \quad (4.122)$$

où

- $i_b$  = angle de la pente (°);
- $h_p$  = profondeur d'eau perpendiculaire au lit de la rivière (m);
- $z$  = élévation du fond du lit par rapport au niveau de référence (m);
- $U$  = vitesse moyenne de l'écoulement (m/s);
- $g$  = accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>);
- $\alpha$  = coefficient (énergétique) de Coriolis (-).

Le coefficient de Coriolis,  $\alpha$ , tient compte du fait que la distribution des vitesses dans la section n'est pas homogène. Ce coefficient est souvent supposé égal à 1.0 (Carlier, 1972), mais peut atteindre près de 1.35 dans les rivières naturelles (Sellin, 1969), voire dépasser 2 dans le cas des sections composites de chenal avec des plaines d'inondation (Hendersen, 1966).

La Figure 4.56 représente l'écart énergétique entre deux sections A et B distantes d'une longueur,  $L$  (m), dans un écoulement graduellement varié.



**Figure 4.56** Énergie dans deux sections A et B distantes d'une longueur,  $L$  (m), dans un écoulement graduellement varié (Bravard et Petit, 2000)

Comme l'illustre la Figure 4.56, il est possible de relier les énergies des points A et B, du fait de la loi de conservation de l'énergie. Cette relation est exprimée par l'Équation 4.123 :

$$z_A + h_A + \alpha U_A^2 / (2g) = z_B + h_B + \alpha U_B^2 / (2g) + h_f \quad (4.123)$$

où  $h_f$  = perte d'énergie ou perte de charge (m).

En réalité, le système ne peut perdre de l'énergie; la perte de charge représente les transferts d'énergie cinétique et potentielle dans l'écoulement primaire sous d'autres formes d'énergie, dont ne tient pas compte l'Équation 4.123.

Le rapport  $h_f/L$  représente la pente de la ligne d'énergie. Il reflète les pertes par rapport à l'équilibre initial entre l'énergie potentielle et l'énergie cinétique, induites par :

- le frottement interne du courant, qui transforme l'énergie de turbulence en chaleur ;
- les accélérations et décélérations du courant, qui modifient l'énergie de turbulence ;
- le frottement sur les berges et le fond du lit ;
- le transport sédimentaire.

La relation entre la pente de la ligne d'énergie,  $h_f/L$  (m), et la pente du plan d'eau,  $(z_A - z_B + (h_A - h_B))/L$ , reflète la perte d'énergie et la conversion entre l'énergie potentielle et l'énergie cinétique.

## 4.3.2 Débits et courants

### 4.3.2.1 Généralités

Le calcul des conditions d'écoulement repose sur le principe de la conservation de la masse et du mouvement. La plupart des problèmes peuvent être résolus en combinant les lois de conservation (ou des versions simplifiées de ces lois) et un ensemble de conditions aux limites et de paramètres déterminés de façon expérimentale. Les équations de base et leurs formes simplifiées sont présentées dans les ouvrages de référence (Chow, 1959; USACE, 1993; Henderson 1966; Graf et Altinakar, 1993). Pour les applications pratiques, on distingue deux types de situation :

- une surface bidimensionnelle approximativement horizontale (p. ex. confluences fluviales ou configurations complexes) ;
- et un chenal d'écoulement approximativement prismatique (p. ex. rivière).

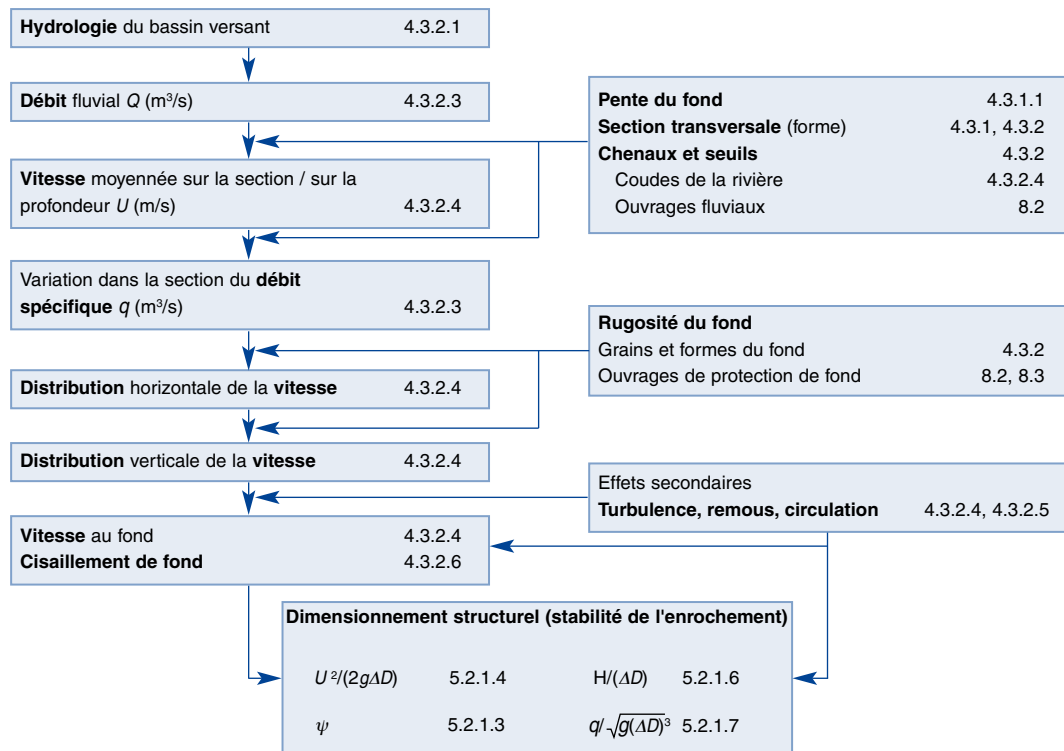
L'estimation du niveau d'eau, du débit et enfin de la vitesse en un point donné de la rivière en fonction du temps est essentielle aux études relatives à la plaine inondable, au dimensionnement des chenaux de prévention des crues, à la navigation, à l'évaluation de la qualité de l'eau, à l'impact environnemental ou encore à l'analyse des optimisations possibles, etc. et également au dimensionnement des protections de berges et de fond.

Les caractéristiques hydrauliques désignent un ensemble de propriétés de l'écoulement : débit, vitesse, niveau de la surface libre (profondeur), contrainte de cisaillement limite, vitesse de dissipation énergétique et vitesse du transport sédimentaire.

En rivière, les **conditions hydrauliques** (hauteur d'eau et vitesse d'écoulement) sont généralement influencées en premier lieu par les débits fluviaux associés à la pente du lit. Elles sont cependant influencées par d'autres facteurs :

- plaines inondables et digues ;
- ouvrages en rivière (p. ex. épis ou barrages) ;
- rugosité du lit et des plaines inondables ;
- confluences, bifurcations, barrages mobiles et déversoirs.

La Figure 4.57 présente un logigramme pour le dimensionnement des ouvrages exposés au courant. Il renvoie aux différentes parties de cette section, Section 4.3.2, et aux autres sections des autres chapitres traitant de ce sujet.



**Figure 4.57** Sections du guide relatives au dimensionnement des ouvrages en enrochements exposés aux courants

Les débits présentent parfois d'importantes variations en fonction du temps. Ces variations sont déterminées par des facteurs climatologiques et hydrologiques (voir la Section 4.3.2.2).

### 4.3.2.2 Hydrologie et débits de dimensionnement

Une étude hydraulique classique repose sur les données issues d'une simulation sur modèle hydrologique, mais aussi sur des informations relatives à des événements historiques (le plus souvent des crues). Lorsque l'on dispose de peu de données concernant les débits, ou lorsqu'il faut interpréter les données existantes, il faut étudier l'hydrologie du bassin versant. Une bonne maîtrise des caractéristiques climatologiques correspondantes peut également s'avérer utile. Bien que les méthodes hydrologiques dépassent la portée du présent guide, cette section mentionne néanmoins certains concepts de base (voir l'Encadré 4.13).

Les ouvrages hydrauliques sont généralement conçus pour assurer une fonction en présence d'un débit donné. Le dimensionnement doit permettre de garantir un fonctionnement fiable de ces ouvrages pour un large panel de débits. Les ouvrages de prévention des crues sont généralement conçus pour le débit correspondant à une fréquence de crue ou à un événement de dimensionnement donné, tandis que les études de navigation utilisent le débit d'étiage.

**Encadré 4.13** Outils de l'hydrologie opérationnelle et données disponibles

Les précipitations sur un bassin versant résultent en un certain débit (eaux de ruissellement) dans la rivière. Le décalage relatif entre les précipitations et le débit dépend des propriétés hydrologiques de la zone concernée. Les principaux paramètres hydrologiques sont la topographie (pentes, terrasses), les propriétés du sol (perméabilité, épaisseur des couches) et la végétation. Différentes méthodes permettent d'établir une relation entre le débit du bassin versant à la rivière et l'intensité des précipitations. Les paragraphes suivants présentent une partie des méthodes opérationnelles ; le lecteur trouvera de plus amples informations dans MEDD et METATLM (2005).

- Les **méthodes sommaires ponctuelles**, comme la formule de Myer, donnent un débit maximal à partir de la seule donnée de la superficie du bassin versant. Ces méthodes peuvent être utilisées en l'absence de données hydrométriques. Elles permettent d'obtenir un débit maximal instantané. La formule de Myer donne le débit décennal à l'aide des méthodes Crupedix et Sogreah, qui se basent sur des relations statistiques entre le débit de pointe, la pluie journalière décennale, et d'autres paramètres relatifs au bassin versant.
- Les **méthodes volumétriques** tiennent compte du volume ruisselé d'une manière plus ou moins simplifiée. Les méthodes Rationnelle, Socose et SCS font intervenir un modèle de perte puis une loi de transfert, avec des paramètres calés statistiquement.
- Les **méthodes hydrométriques** permettent d'estimer les débits de dimensionnement à partir de l'analyse des débits maximaux annuels ou des débits de pointe supérieurs à un seuil, parfois pour des durées différentes. Il est essentiel de valider initialement les données et de vérifier la continuité des séries chronologiques. Diverses lois de distribution des valeurs extrêmes sont utilisées pour l'ajustement fréquentiel, parmi lesquelles :

- la loi de Gumbel qui s'applique aux valeurs maximales annuelles ;
- la loi exponentielle (couplée à une loi de Poisson pour le nombre de crues annuelles) dans la méthode du renouvellement, qui s'applique à un échantillonnage de valeurs supérieures à un seuil.

Ces méthodes permettent d'estimer le débit pour une probabilité annuelle ou une période de retour donnée.

- Les **méthodes hydrométéorologiques** utilisent des informations supplémentaires, en particulier sur les pluies, pour estimer des débits au-delà de la période de retour limite définie comme 2 fois le nombre d'années d'observation.

La principale méthode est celle du **Gradex**, basée sur l'hypothèse qu'à partir d'une certaine période de retour, la pente de la distribution des débits est supposée égale à la pente de la distribution des pluies. En d'autres termes, au-delà d'un certain seuil, la rétention demeure constante et toute précipitation supplémentaire ruisselle. Le gradex permet ainsi d'extrapoler la distribution des débits au-delà de la période de retour limite habituelle.

La **méthode Agrégée** ou **gradex progressif** offre une transition lisse entre les deux courbes (courbe statistique et courbe des fréquences gradex) et limite la surestimation des débits rares associée à la méthode du gradex.

La méthode **QdF** (débit-durée-fréquence) définit les régimes de crue en se basant sur trois catégories de bassins versants, une normalisation des faisceaux de courbes QdF et un critère de choix parmi les trois modèles de référence basé sur le régime des pluies. La méthode QdF constitue une approche cohérente pour estimer les débits de crue dans un bras de rivière caractérisé par une période de retour commune le long du bras en termes de débit de pointe, mais aussi de débit moyen sur plusieurs durées. En l'absence de données hydrométriques sur le bassin versant étudié, les méthodes régionales permettent d'estimer un débit de pointe par **comparaison avec des bassins versants jaugés voisins**.

- Les **méthodes historiques** permettent d'estimer le débit de pointe d'une crue historique à partir de différents types d'informations historiques (p. ex. hauteurs d'eau et conditions d'écoulement). Ces méthodes consistent principalement à compléter des chroniques en ajoutant des événements historiques afin d'orienter les extrapolations vers les probabilités annuelles faibles (périodes de retour longues).

De nombreux **logiciels intégrés** sont disponibles sur le marché, qui comportent généralement un module de calcul hydrologique, un module de formation et de déplacement du ruissellement et un module d'écoulement chenalisé en réseau. L'entrée du modèle est fournie par une pluie observée ou synthétisée, tandis que la sortie est constituée par les débits (ou hydrogrammes) obtenus dans chaque sous-bassin élémentaire et au niveau des nœuds du réseau.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Les méthodes mentionnées dans l'Encadré 4.13 permettent d'effectuer une analyse préliminaire des données disponibles (pour les hydrogrammes, voir la Section 4.3.3.2) afin de déterminer le débit de dimensionnement de l'ouvrage. Le lecteur trouvera des recommandations supplémentaires concernant l'application de ces méthodes dans MEDD et METATLM (2005).

### Débit à pleins bords

Pour le dimensionnement des ouvrages en enrochement, le débit à pleins bords est le débit le plus significatif qui doit être utilisé pour étudier le régime d'une rivière. Le débit à pleins bords est généralement proche du débit dominant pour le phénomène de mise en mouvement de la charge de fond et de l'évacuation des sédiments (Léopold *et al.*, 1964; Dury, 1969). La fréquence du débit à pleins bords est fonction de la taille du bassin versant, lorsque l'on considère un contexte régional relativement homogène (Gregory et Walling, 1985; Petts, 1977). À l'origine, on considérait que la période de retour du débit à pleins bords oscillait entre un an et deux ans (Léopold *et al.*, 1964; Tricart, 1977). La fréquence dépend de la lithologie, de la perméabilité et de la surface du bassin versant. Elle peut être supérieure à 2 ans dans le cas d'un bassin versant perméable, et inférieure à 1 an dans le cas d'un bassin versant imperméable. Le lecteur trouvera de plus amples informations dans Bravard et Petit (2000).

Andrews (1980) propose une relation (voir l'Équation 4.124) entre les valeurs du débit à pleins bords  $Q$  (m<sup>3</sup>/s) et la superficie du bassin versant.

$$Q = a A^b \quad (4.124)$$

où  $A$  = superficie du bassin versant (m<sup>2</sup>) et  $a, b$  = coefficients (-).

Le Tableau 4.16 résume les valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  de l'Équation 4.124, relevées dans certains ouvrages de référence. L'estimation du débit à pleins bords basée sur ces coefficients est très variable; leur utilisation doit donc se limiter aux études préliminaires.

**Tableau 4.16** Valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  (Bravard et Petit, 2000)

a	b	Source	Remarques
0.277	0.828	Nixon (1959)	
1.705	0.774	Hey, Richards (1982)	
0.209	0.791	Andrews (1980)	
1.161	0.666	Royaume-Uni	D'après les relations établies pour plusieurs régions du Royaume-Uni : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Derbyshire (Petts. 1977)</li> <li>• Cheshire (Hooke. 1987)</li> <li>• Chaîne Pennine (Carling. 1988)</li> </ul>
0.087	1.044	Petit <i>et al.</i> (1994)	

### 4.3.2.3 Débit et vitesse

Lorsque l'on connaît le débit,  $Q$  (m<sup>3</sup>/s), il est possible de déterminer la vitesse moyennée sur la section transversale,  $U$  (m/s), directement à partir de  $Q$  et de la surface mouillée,  $A_c$  (m<sup>2</sup>), à l'aide de l'Équation 4.125 :

$$U = Q / A_c \quad (4.125)$$

Lorsque la profondeur moyenne,  $h$  (m), est petite par rapport à la largeur au miroir,  $B$  (m), (p. ex.  $B/h$  supérieur à 20), la vitesse moyennée sur la section,  $U$  (m/s), peut être déterminée de façon approximative grâce à l'Équation 4.126:

$$U = Q / (B h) \quad (4.126)$$

Lorsqu'aucun débit instantané n'est disponible, une **courbe de tarage** (relation entre le débit et la hauteur d'eau; voir la Section 4.3.1.2) peut permettre d'obtenir le débit,  $Q$ , correspondant à une hauteur d'eau réelle,  $h$ . Il est bien plus facile de mesurer une hauteur d'eau réelle que de mesurer  $Q$ . Celle-ci peut ensuite être utilisée avec la relation niveau-débit pour déterminer  $Q$ , dès lors que l'on connaît le niveau réel du lit de la rivière (voir la Section 4.1.3).

Lorsque l'on ne dispose d'aucune donnée concernant le débit,  $Q$ , ni d'aucune courbe de tarage, on peut obtenir la vitesse moyennée sur la profondeur,  $U$ , dans une section transversale à partir de la théorie de l'écoulement uniforme de Manning-Strickler ou des formules de Chézy (voir les Équations 4.127 et 4.130, respectivement).

#### Formule de Manning-Strickler

La vitesse de l'écoulement moyennée sur la section,  $U$  (m/s), peut être calculée à l'aide de la formule de Manning-Strickler, donnée par l'Équation 4.127:

$$U = \frac{R^{2/3} i^{1/2}}{n} \quad (4.127)$$

où  $R$  = rayon hydraulique (m), soit le rapport de la surface mouillée au périmètre mouillé (voir la Section 4.3.3.1),  $i$  = pente de la ligne d'énergie ou pente de la ligne d'eau (-) et  $n$  = coefficient de rugosité de Manning ( $s/m^{1/3}$ ).

Le coefficient de rugosité de Manning  $n$  tient compte du fait que la rugosité des berges et du lit entraîne des pertes de charge par frottement. Celles-ci augmentent avec la rugosité. Cette dernière dépend principalement de la nature des matériaux qui constituent le lit et de la végétation.

À l'aide de la procédure de Cowan (1956), il est possible de calculer le coefficient de rugosité de Manning  $n$  en utilisant l'Équation 4.128:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (4.128)$$

où

- $n_0$  = coefficient qui dépend du matériau constitutif du chenal ( $s/m^{1/3}$ ); il peut être déterminé soit à l'aide de la formule de Strickler:  $n_0 = 0.048 D_{50}^{1/6}$  où  $D_{50}$  = diamètre médian des sédiments du lit (m); soit avec  $n_0 = 0.038 D_{90}^{1/6}$  (Simons et Senturk, 1977), où  $D_{90}$  = diamètre auquel 90 % (en masse) des sédiments du lit sont inférieurs. La relation entre  $n_0$  et  $D_{90}$  est approximativement constante pour des profondeurs variant de:  $7 < h/D_{90} < 150$ ;
- $n_1$  = coefficient qui dépend du degré d'irrégularité de la surface;
- $n_2$  = coefficient qui dépend des variations de forme de la section transversale;
- $n_3$  = coefficient qui dépend des effets d'obstruction (ponts, etc.);
- $n_4$  = coefficient qui dépend de la végétation qui modifie les conditions d'écoulement;
- $m_5$  = coefficient indiquant le degré de sinuosité du chenal.

Le Tableau 4.17 donne les valeurs des coefficients utilisés dans l'Équation 4.128 pour différentes caractéristiques du chenal.



**Tableau 4.17** Valeurs du coefficient de Manning proposées par l'Agence américaine pour la préservation des sols (US Soil Conservation Service; Chow, 1959)

Caractéristiques du chenal		Composantes de $n$	
Matériaux concernés	Terre	$n_0$	0.020
	Sable grossier		0.025
	Gravier fin		0.024
	Gravier grossier		0.028
Degré d'irrégularité	Chenal lisse	$n_1$	0.000
	Faible		0.005
	Moyen		0.010
	Fort		0.020
Variation de la section transversale	Graduelle	$n_2$	0.000
	Alternance occasionnelle		0.005
	Alternance fréquente		0.010-0.015
Effet d'obstruction	Négligeable	$n_3$	0.000
	Faible		0.010-0.015
	Appréciable		0.020-0.030
	Fort		0.040-0.060
Végétation	Rare	$n_4$	0.005-0.010
	Moyenne		0.010-0.025
	Dense		0.025-0.050
	Très dense		0.050-0.100
Degré de sinuosité	Faible	$m_5$	1.000
	Appréciable		1.150
	Fort		1.300

James (1994) a proposé une expression linéarisée de  $m_5$  (voir l'Équation 4.129) qui dépend de la sinuosité,  $I_s$ , (voir la Section 4.1.3.3, pour la définition d' $I_s$ ).

$$m_5 = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } I_s = 1.0 \\ 0.57 + 0.43 I_s & \text{pour } 1.0 < I_s \leq 1.7 \\ 1.3 & \text{pour } I_s > 1.7 \end{cases} \quad (4.129)$$

L'équation de Manning peut être résolue pour la valeur moyenne de  $n$  lorsque l'on connaît les débits correspondant aux profils de la ligne d'eau observés. Si les données montrent que  $n$  varie avec le niveau, il faut déterminer la valeur de  $n$  à partir d'une courbe représentant  $n$  en fonction du niveau ou à partir du profil observé qui s'approche le plus du niveau du profil désiré. Si aucune chronique ne peut être fournie par l'autorité compétente (services de navigation, agence pour l'environnement, etc.), il faut se servir des valeurs de  $n$  calculées pour des conditions d'écoulement similaires ou de valeurs (telles que celles du Tableau 4.17) obtenues à partir de données expérimentales, pour choisir les valeurs de  $n$  appropriées. Il est possible d'utiliser pour cela les tableaux et photographies proposés par Chow (1959) pour choisir les valeurs de  $n$ . Lorsque l'on mesure le débit pour déterminer les valeurs de  $n$ , il est préférable d'obtenir également la valeur de la pente de la surface libre. Ces données peuvent permettre de calculer des valeurs de  $n$  plus fiables que celles obtenues uniquement à partir du niveau des hautes eaux.

Étant donné que le coefficient de Strickler,  $K$ , est l'inverse du coefficient de Manning ( $K = 1/n$ ), si l'on exprime l'Équation 4.127 en fonction de  $K$ , il est possible d'élaborer d'autres tableaux pour caractériser la rugosité du lit et calculer les caractéristiques d'écoulement hydrodynamiques d'une rivière (soit  $Q$  ou  $U$ ) (p. ex. voir Degoutte, 2001).

**Formule de Chézy**

La vitesse de l'écoulement moyennée sur la section,  $U$  (m/s), peut également être calculée à l'aide de la célèbre formule de Chézy, donnée par l'Équation 4.130 :

$$U = C\sqrt{R}i \quad (4.130)$$

où  $R$  = rayon hydraulique (m),  $i$  = pente de la ligne d'énergie ou pente de la ligne d'eau (-) et  $C$  = coefficient de Chézy tenant compte du frottement du lit ( $m^{1/2}/s$ ).

Le coefficient de Chézy,  $C$ , est une mesure de la rugosité du lit et des berges de la rivière ; il a été défini par Bazin sous la forme de l'Équation 4.131 :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (4.131)$$

où  $\gamma$  = paramètre représentatif de la rugosité du lit ( $m^{1/2}$ ), qui varie de 0.06 pour un lit lisse à 1.75 pour un lit de terre enherbée et de galets.

Le coefficient de Chézy peut aussi être déterminé à l'aide de l'Équation 4.132 avec la rugosité du fond de Nikuradse,  $k_s$  (m).

$$C = 18 \log(12 h / k_s) \quad (4.132)$$

où  $h$  = hauteur d'eau (m) et  $k_s$  = rugosité hydraulique (m), présentée ci-dessous à l'Encadré 4.14.

Il faut noter que l'Équation 4.132 ne peut être utilisée pour les profondeurs d'eau limitées. Dans ce cas, Christensen (1972) propose une approche alternative pratique. En modifiant la longueur de mélange de Prandtl (Prandtl, 1925), Christensen (1972) a déterminé une formule alternative associée pour  $C$ , donnée par l'Équation 4.133 :

$$C = 18 \log(1 + 12 h / k_s) \quad (4.133)$$

Pour  $h/k_s > 2$ , cette formule est proche de l'expression courante donnée par l'Équation 4.132.

Les paragraphes ci-dessous se consacrent à la détermination de  $k_s$  et aux valeurs de  $C$  associées ; là encore, on voit que, dans la pratique,  $C$  est fonction de la hauteur d'eau,  $h$ , et du diamètre des sédiments,  $D$ . Les Équations 4.130 et 4.132 permettent d'obtenir la vitesse moyennée sur la profondeur,  $U$ , pour une hauteur d'eau moyenne,  $h$ , une pente de la ligne d'eau,  $i$ , et une rugosité hydraulique,  $k_s$ , données. On peut également tenir compte des variations statistiques de ces paramètres.

**Encadré 4.14** Rugosité des grains et du fond – coefficient de Chézy

Le présent encadré est consacré aux méthodes reposant sur les caractéristiques de la forme du lit, élaborées notamment par Van Rijn (1989). La rugosité hydraulique a deux composantes :

- la rugosité des grains,  $k_{sg}$  (m) ;
- et la rugosité de la forme des fonds,  $k_{sA}$  (m).

La rugosité des grains,  $k_{sg}$ , peut être calculée de façon approximative au moyen de l'Équation 4.134 (Van Rijn, 1982).

$$k_{sg} = 3 D_{90} \quad (4.134)$$

En pratique, la dispersion de  $k_{sg}$  dans le cas de sédiments calibrés peut être décrite par  $k_{sg}/D_{90} = 1$  à 3. En supposant, de façon quelque peu arbitraire, que  $D_{90}/D_{50} = 2$ , ce qui signifie que  $k_{sg}/D_{50} = 4$  (les estimations de la valeur de  $D_{90}/D_{50}$  sont données à la Section 3.4.3).

Dans le cas de **sédiments uniformes**, le rapport  $k_{sg}/D_{50}$  varie de 1 à 2. Malgré la dispersion, il semble que les meilleurs résultats soient obtenus en moyenne avec  $k_s = D_{90} \approx 2 D_{50}$  pour les sédiments fins et  $k_s = 2 D_{90} \approx 4 D_{50}$  pour les matériaux plus grossiers, en prenant pour hypothèse l'absence de rugosité de la forme des fonds.

La rugosité de la forme des fonds,  $k_{sA}$ , doit être calculée à l'aide des formules d'estimation données par Van Rijn (1989). La relation empirique (voir l'Équation 4.135) repose sur les dimensions des formes de dunes présentes dans le lit de la rivière.

$$k_{sA} = 1.1 D_b \left(1 - \exp(-25 D_b / L_b)\right) \quad (4.135)$$

où  $D_b$  = hauteur moyenne des formes du fond (m) et  $L_b$  = longueur moyenne des formes du fond (m).

Les valeurs de  $D_b$  et de  $L_b$  dépendent du régime d'écoulement et doivent être déterminées par échosondage du lit de la rivière. La rugosité hydraulique globale est donnée par l'Équation 4.136.

$$k_s = k_{sg} + k_{sA} \quad (4.136)$$

En règle générale, la contribution de  $k_{sg}$  à la rugosité hydraulique est limitée, par rapport à celle de  $k_{sA}$ . La substitution de la valeur de  $k_s$  selon les formules précédentes dans l'équation relative au coefficient de Chézy permet généralement d'obtenir une variation de  $C$  de 25 à 60 m<sup>1/2</sup>/s.

On note que dans le cas d'un lit limoneux (p. ex. en estuaire),  $C$  peut atteindre 80 à 90 m<sup>1/2</sup>/s.

Il existe d'autres méthodes de détermination de la rugosité hydraulique (p. ex. voir EDF *et al.*, 1992).

De toute évidence, il existe un lien étroit entre la formule de Manning-Strickler et l'équation de Chézy, via une relation appropriée de  $C$  en fonction de  $R$  et  $n$  dans l'Équation 4.130. Historiquement, des sections transversales plus complexes ont été analysées à l'aide de la méthode de Manning-Strickler ; ce point est traité ci-après.

**Sections transversales composites**

Il peut être nécessaire d'analyser une section transversale en la découpant en plusieurs éléments, soit parce que sa géométrie est irrégulière, telle que les différents chenaux d'une plaine inondable, soit parce que la caractéristique de la rugosité hydraulique varie considérablement d'un bout à l'autre de la section. Le point de départ de l'étude consiste à définir le débit,  $Q$ , en fonction de la vitesse à travers la section transversale, donnée par l'Équation 4.121. Il existe deux approches : les procédures traditionnelles de **calcul à la main** et les méthodes **assistées par ordinateur** :

- l'**approche traditionnelle** de calcul à la main consiste à diviser la section transversale en plusieurs éléments, généralement séparés par des limites planes, et à supposer que les contraintes de cisaillement dans les plans situés entre deux parties adjacentes sont nulles. En formulant une ou plusieurs hypothèses, on peut calculer la valeur moyenne effective de la résistance hydraulique de la façon décrite ci-dessous ;
- les **procédures de calcul informatisées** plus modernes consistent à estimer la distribution des vitesses transversales à partir de la forme de la section (et éventuellement de sa forme en plan) et de la distribution de la rugosité hydraulique. L'intégration de cette distribution des vitesses sur la section donne ensuite le débit total. Ces procédures de calcul permettent également d'obtenir les vitesses près de la limite de la section, qui seront utilisées dans le dimensionnement des matériaux de protection des berges.

## Méthodes de calcul traditionnelles

Dans le cas d'une section transversale composite, les valeurs de la rugosité hydraulique varient généralement d'une zone à l'autre. Les premières publications consacrées à cette approche utilisaient la méthode de Manning-Strickler pour les sections de rivière irrégulières. Dans ce cas, très fréquent, il faut tenir compte des effets des berges et du lit sur la distribution des courants. Une section irrégulière doit être schématisée à l'aide de l'une des approches suivantes.

1. Une méthode générale consiste à diviser la section en tranches verticales parallèles à l'axe de la rivière, chaque tranche présentant une hauteur d'eau plus ou moins constante, comme l'illustre la Figure 4.58.

Pour déterminer la rugosité équivalente, la surface de l'eau est divisée en  $N$  parties de périmètres mouillés  $P_1, P_2, \dots, P_N$  (m) et on connaît la valeur des coefficients de rugosité de Manning  $n_1, n_2, \dots, n_N$  ( $s/m^{1/3}$ ).

En supposant que chaque partie de la surface présente la même vitesse moyenne, le coefficient de rugosité équivalent peut être obtenu à l'aide de l'Équation 4.137 (Einstein, 1934; Yassin, 1954 et Horton, 1933).

$$n = \left( P_1 n_1^{3/2} + P_2 n_2^{3/2} + \dots + P_N n_N^{3/2} \right)^{2/3} / P^{2/3} \quad (4.137)$$

En supposant que la force totale de résistance à l'écoulement est égale à la somme des forces de résistance à l'écoulement développées dans les subdivisions (Pavlovski, 1931; Mülhofer, 1933 et Einstein et Banks, 1950), le coefficient de rugosité équivalent est donné par l'Équation 4.138.

$$n = \left( P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + \dots + P_N n_N^2 \right)^{1/2} / P^{1/2} \quad (4.138)$$

Lotter (1933) a supposé que le débit total de l'écoulement est égal à la somme des débits des subdivisions (voir Figure 4.58a). Ainsi, le coefficient de rugosité équivalent peut être calculé à partir de l'Équation 4.139.

$$n = P R^{5/3} / \left( P_1 R_1^{5/3} / n_1 + P_2 R_2^{5/3} / n_2 + \dots + P_N R_N^{5/3} / n_N \right) \quad (4.139)$$

2. Lorsque l'on peut distinguer clairement le lit mineur et le lit majeur, la section transversale doit être divisée en deux parties distinctes (voir la Figure 4.58b). Ensuite, à l'aide de la formule de Chézy, les conditions de conservation de la pente de la ligne d'eau,  $i$ , et de continuité débouchent sur les Équations 4.140 et 4.141:

$$i = U_1^2 / (R_1 C_1^2) = U_2^2 / (R_2 C_2^2) = U^2 / (R C^2) \quad (4.140)$$

$$U A_c = U_1 A_{c1} + U_2 A_{c2} \quad (4.141)$$

Cela donne les Équations 4.142 et 4.143:

$$U A_c = U A_{c1} \left( \sqrt{\frac{R_1}{R}} \frac{C_1}{C} \right) + U A_{c2} \left( \sqrt{\frac{R_2}{R}} \frac{C_2}{C} \right) \quad (4.142)$$

$$\sqrt{R} = (A_{c1} \sqrt{R_1} C_1 + A_{c2} \sqrt{R_2} C_2) / (A_c C) \quad (4.143)$$

L'Équation 4.144 permet de calculer la valeur générale de  $C$ :

$$C = (b_1 C_1 + b_2 C_2) / b \quad (4.144)$$

où  $b = b_1 + b_2$  (voir la Figure 4.58b).

3. Si la superficie des sections transversales ( $A_{c1}$  et  $A_{c2}$ ) ne peut être estimée avec précision, comme à la Figure 4.58c, alors il est conseillé d'appliquer l'hypothèse d'Einstein. Celui-ci supposait que  $U_1 = U_2 = U$ , ce qui donne l'Équation 4.145:

$$1 / (R_1 C_1^2) = 1 / (R_2 C_2^2) = 1 / (R C^2) \quad (4.145)$$

L'Équation 4.145 mène aux relations données par les Équations 4.146 et 4.147:

$$R_1 C_1^2 = R_2 C_2^2 = R C^2 = Q^2 / (A_c^2 i) \quad (4.146)$$

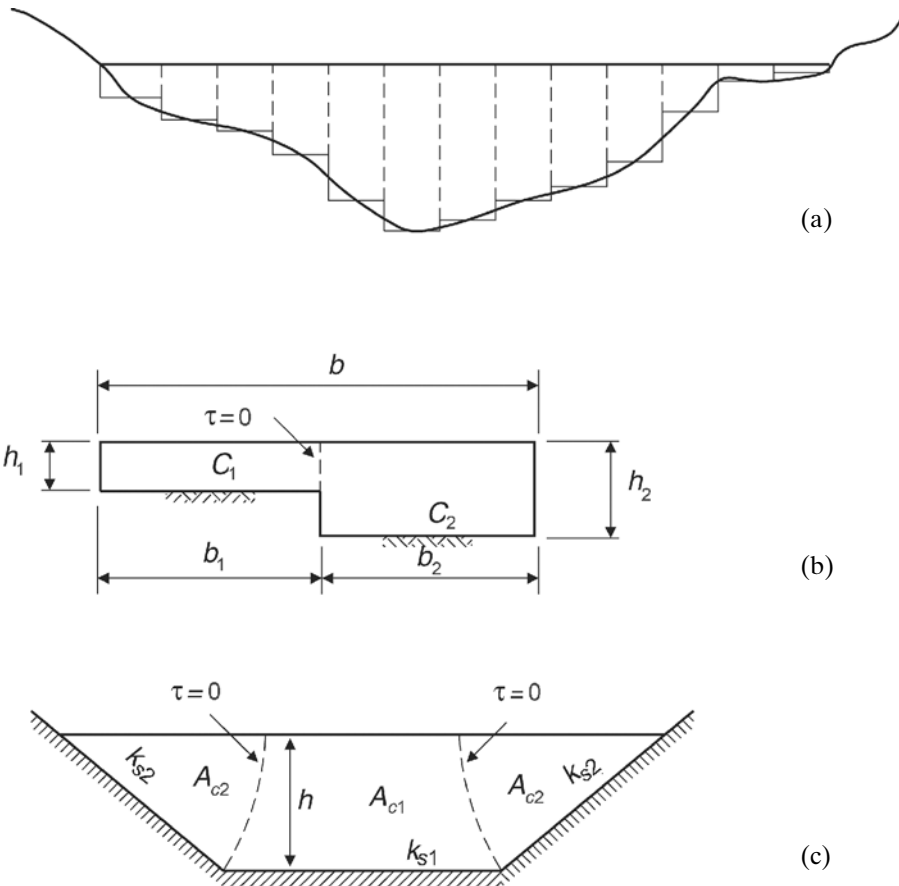
$$R_2 / R_1 = C_1^2 / C_2^2 \quad (4.147)$$

Spécialement pour le schéma de la Figure 4.58c, Strickler propose une alternative pratique (voir l'Équation 4.148) au coefficient de frottement de Chézy,  $C$  ( $m^{1/2}/s$ ), donné par l'Équation 4.132.

$$C = 25(R / k_s)^{1/6} \quad (4.148)$$

L'Équation 4.148 permet d'obtenir une approximation raisonnable de la valeur d'origine de  $C$ , qui varie entre  $C = 40$  et  $70$   $m^{1/2}/s$ , puis transforme l'Équation 4.147 en l'Équation 4.149:

$$R_2 / R_1 = (k_{s2} / k_{s1})^{1/4} \quad (4.149)$$



**Figure 4.58** Schémas d'une section transversale composite

Il existe de nombreuses autres méthodes de calcul manuel traditionnelles; certaines séparent la plaine inondable de gauche et la plaine inondable de droite du lit mineur (p. ex. James et Wark, 1992).

*Méthodes de calcul informatisé*

Tous les modèles mathématiques unidimensionnels de l'hydraulique des chenaux à surface libre proposent des méthodes numériques d'évaluation de la capacité de débit (adduction) des sections transversales. Le degré de complexité de ces modèles s'est accru au fil des décennies avec leur développement et leur utilisation généralisée. De nombreux modèles utilisent les méthodes de calcul traditionnelles décrites ci-dessus et certaines de leurs variantes, pour représenter l'adduction des sections.

Toutefois, certains modèles donnent une dimension plus physique à la représentation de l'adduction. Des méthodes plus récentes reposent sur des modèles à équations différentielles représen-

tant la variation transversale de la vitesse des courants. De plus amples informations peuvent être trouvées dans Vreugdenhil et Wijkbenga (1982) ou dans James et Wark (1992).

McGahey et Samuels (2003) proposent un résumé des approches existantes et présentent la méthode adoptée dans le système d'estimation de l'adduction (Conveyance Estimation System - CES) mis en place par l'Agence britannique de l'Environnement (British Environment Agency). La méthode du CES est conçue à la fois pour les chenaux rectilignes et pour les chenaux à méandres associés à une plaine inondable. Le modèle obtenu est capable de reproduire la variation du débit en fonction de la hauteur d'eau et de la distribution des vitesses transversales au sein de la même structure de modélisation.

Lors de l'interprétation des résultats en vue de dimensionner la protection de berge, il faut veiller à tenir compte de la méthode spécifique et de la représentation des vitesses qui sont à la base du modèle de calcul; ces informations doivent figurer dans les documents qui accompagnent le logiciel. Il convient également de noter que pour des circonstances identiques, la valeur du coefficient de résistance peut varier d'un modèle à l'autre, selon les détails de la méthode de calcul. La Section 4.3.5 ci-dessous présente la modélisation de façon plus détaillée.

#### 4.3.2.4 Structure des courants

En rivière, l'écoulement n'est généralement pas uniforme, mais varie verticalement et horizontalement. Par conséquent, pour évaluer les contraintes de cisaillement exercées sur le lit, par exemple, il peut être nécessaire de connaître davantage de données que la simple vitesse moyennée sur la profondeur,  $U$  (m/s), et il faut déterminer les distributions verticales et / ou horizontales de la vitesse. La présente section traite des vitesses non-uniformes et d'autres aspects du dimensionnement, nécessitant une représentation plus détaillée du profil des courants, comme suit :

1. Rugosité du lit (voir la Section 4.3.2.3).
2. Profil vertical de la vitesse (voir la Section 4.3.2.4).
3. Distributions des vitesses horizontales ou transversales (voir la Section 4.3.2.4).
4. Sections transversales composites (berges et chenaux, voir la Section 4.3.2.3).

La contrainte de cisaillement au niveau du lit est introduite à la Section 4.3.2.6 et traitée à la Section 5.2.1 comme étant un paramètre majeur pour les points 2. et 3. ci-dessus, pour le modèle d'écoulement ainsi que pour les interactions structurelles présentées à la Section 5.2.3.

Une vitesse de courant peut représenter un paramètre d'action dans le dimensionnement des ouvrages en enrochement. En rivière, le débit fluvial associé à la hauteur d'eau et à la vitesse du courant est le facteur prédominant.

#### Distribution des vitesses

Du fait de la présence d'une surface libre et du frottement le long des parois du chenal, les vitesses ne sont pas distribuées uniformément dans la section du chenal (voir les Figures 4.59 à 4.61). La vitesse maximale est supérieure d'environ 10 à 30 % à la vitesse moyennée sur la section ( $= Q/A_c$ ).

#### *Distribution verticale des profils de vitesse*

Si l'on connaît les conditions hydrauliques, on peut calculer la distribution des vitesses à la fois verticalement et horizontalement. Pour une limite hydrauliquement rugueuse (définie comme  $u_* k_s/\nu > 70$ ), la distribution verticale de l'écoulement  $u(z)$  est couramment utilisée et déterminée à l'aide de l'Équation 4.150.

$$u = \frac{u_*}{\kappa} \ln(z/z_0) \quad (4.150)$$

où  $u_*$  = vitesse de cisaillement (m/s) (voir la Section 5.2.1.2),  $z_0$  = niveau de référence proche du fond (m) défini ci-dessous, et  $\kappa$  = constante de von Karman ( $\kappa = 0.4$ ).

Le niveau de référence proche du fond,  $z_0$ , est défini par  $u(z = z_0) = 0$ . Pour  $u_* k_s/\nu > 70$ , où  $k_s$  représente la rugosité hydraulique (m) et  $\nu$  est le coefficient de viscosité cinématique ( $m^2/s$ ),  $z_0$  est défini par l'Équation 4.151 :

$$z_0 = 0.033 k_s \tag{4.151}$$

L'Équation 4.150 signifie que les vitesses sont maximales au niveau de la surface de l'eau, donc  $u_{max} = u(h)$ . La vitesse  $u(z)$  est égale à  $U$  pour  $z = 0.37 h$ . À la Figure 4.59, le profil des vitesses est représenté sous une forme adimensionnelle.

Dans de nombreuses applications de génie hydraulique, la distribution des vitesses peut également être donnée approximativement par une fonction de puissance en  $z/h$ , comme l'exprime l'Équation 4.152 :

$$u = u_{max} (z/h)^p \tag{4.152}$$

où  $u_{max}$  = vitesse maximale au niveau de la surface ( $z = h$ ) (m/s).

L'exposant  $p$  dépend de la rugosité du lit et du nombre de Reynolds (voir Encadré 5.7 et Ackers, 1958) ; les calculs ont permis d'obtenir des valeurs comprises entre 0.16 et 0.10, et on applique couramment une valeur de  $p = 0.14$ .

La vitesse de l'écoulement à une hauteur donnée au-dessus du lit diminue lorsque la rugosité hydraulique augmente. La Figure 4.59 donne un exemple de distribution verticale des vitesses d'écoulement.

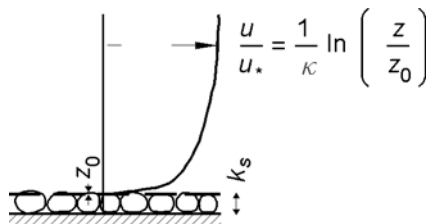


Figure 4.59 Profil vertical des vitesses

*Distribution horizontale des profils de vitesse*

La distribution horizontale de la vitesse résulte de la présence de berges des deux côtés du lit. La Figure 4.60 représente les distributions de vitesses dans le sens transversal. La vitesse d'écoulement à proximité d'une berge dans un chenal rectiligne peut être jusqu'à 25 % inférieure à la vitesse dans l'axe du chenal, ce qui influence évidemment la contrainte de cisaillement exercée sur les berges (voir la Section 4.3.2.6).

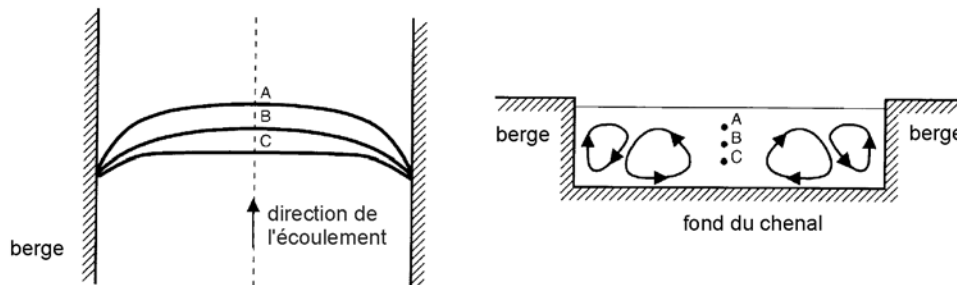


Figure 4.60 Profil horizontal des vitesses

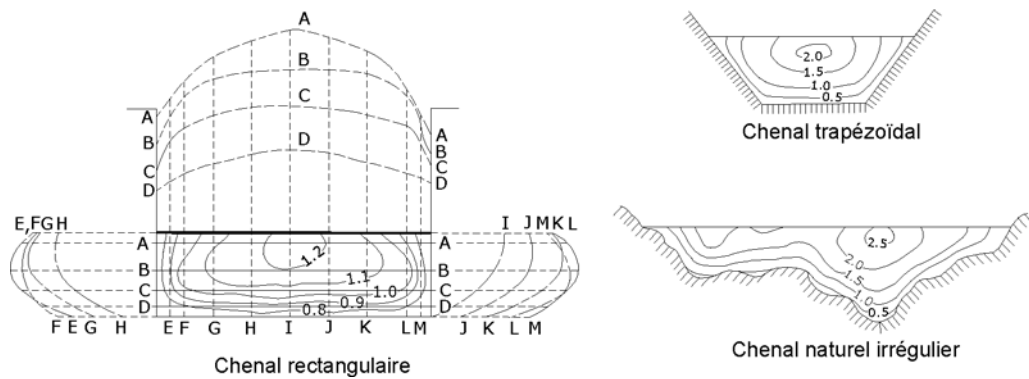
*Distribution dans la section transversale*

Dans les chenaux classiques, la vitesse maximale est généralement mesurée à une distance de 5 à 25 % de la profondeur en dessous de la surface libre ; plus on approche des berges, et plus la



La vitesse maximale est située en profondeur. La Figure 4.61 illustre le modèle général de la distribution des vitesses sur différentes sections verticales et horizontales d'un chenal rectangulaire et présente les courbes d'iso-vitesse dans la section. La Figure 4.61 présente également le modèle général de la distribution des vitesses dans un chenal trapézoïdal et un chenal naturel irrégulier.

Outre la forme de la section, la distribution des vitesses dans une section de chenal dépend également de la rugosité du chenal et de la présence de coudes. Dans un cours d'eau large, rapide et peu profond, ou dans un chenal très lisse, la vitesse maximale se situe souvent au niveau de la surface libre. La rugosité du chenal induit une augmentation de la cambrure de la courbe de distribution verticale des vitesses. Dans le coude, la vitesse augmente largement au niveau de la berge convexe du fait de l'action centrifuge de l'écoulement.

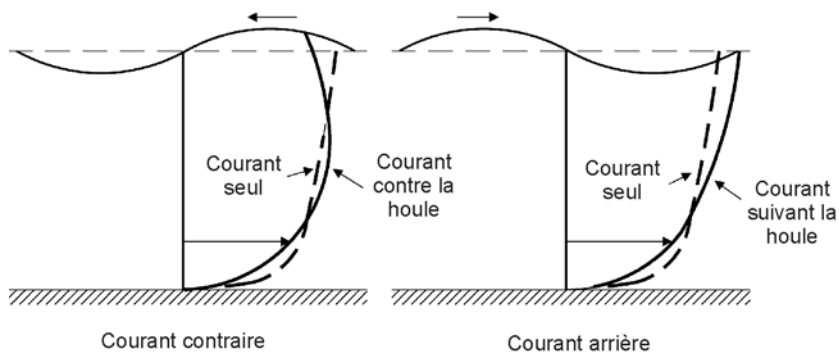


**Figure 4.61** Distribution des vitesses dans un chenal rectangulaire, un chenal trapézoïdal et un chenal naturel irrégulier (Chow, 1959)

#### Effet du vent

Le vent peut générer des courants dans les eaux intérieures; ceux-ci sont généralement limités, donc négligeables pour le dimensionnement des ouvrages en enrochement. Cependant, le fetch peut être important et la houle induite par le vent devra être prise en compte dans le dimensionnement. Le vent qui souffle de façon continue sur de grandes étendues d'eau (p. ex. réservoirs) risque de générer des courants suffisamment importants pour nécessiter une évaluation adéquate. Hedges (1990) a suggéré qu'en condition de régime stationnaire, on puisse prendre une valeur de vitesse du courant égale à environ 2 à 3 % de la vitesse du vent. Toutefois, pour le dimensionnement de la protection, on admet généralement que ces courants sont négligeables. La Section 4.2 fournit de plus amples informations à ce sujet.

La Figure 4.62 illustre l'influence de la houle soulevée par le vent sur la distribution verticale des vitesses.



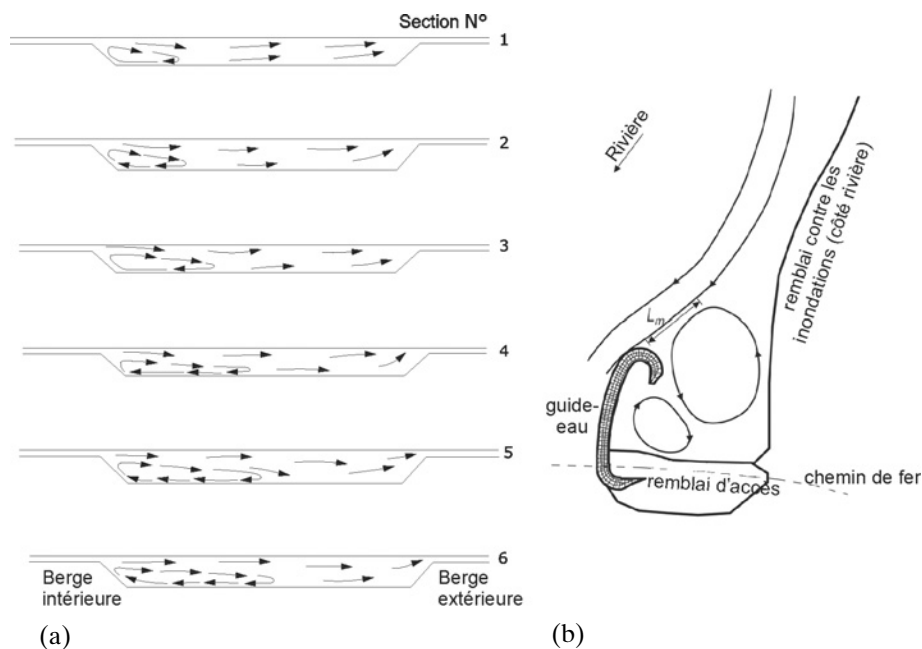
**Figure 4.62** Effet de la houle sur le profil des vitesses

### Courants locaux et secondaires

En cas de variation de la géométrie de la rivière, de changement de la rugosité du lit ou en présence d'ouvrages hydrauliques, la distribution des courants est tridimensionnelle ; il faut alors utiliser des modèles appropriés, présentés de façon plus détaillée dans les paragraphes ci-dessous.

La composante de la vitesse dans le sens transversal du chenal est généralement limitée et négligeable par rapport aux composantes longitudinales de la vitesse. Toutefois, dans les rivières naturelles présentant une section de forme irrégulière et au niveau des coudes du chenal, la distribution de la vitesse d'écoulement n'est pas la même que celle observée dans un chenal rectiligne. Dans les chenaux incurvés, les courants locaux peuvent entraîner un **mouvement en spirale**, phénomène-clé à prendre en compte dans le dimensionnement. La Figure 4.63a montre une petite rivière (s'écoulant de la gauche vers la droite) croisant un chenal plus important. Les courants secondaires transversaux sont déduits des composantes transversales de la vitesse mesurées dans la zone d'écoulements croisés. La profondeur relative est de 0.09, le degré de sinuosité,  $I_s$ , est égal à 1.37 et le lit du chenal intérieur présente une forme naturelle. La variabilité de l'écoulement local est illustrée par les variations de l'écoulement dans les différentes sections.

Les interactions avec les ouvrages contribuent largement à la formation de courants locaux. Les tourbillons qui se créent entre les épis bâtis le long des rivières en est un exemple classique. Dans le cadre du dimensionnement, les caractéristiques majeures de ces courants sont leurs vitesses maximales, la turbulence associée et leur étendue spatiale. La Figure 4.63b représente les courants locaux observés à proximité d'aménagements fluviaux.



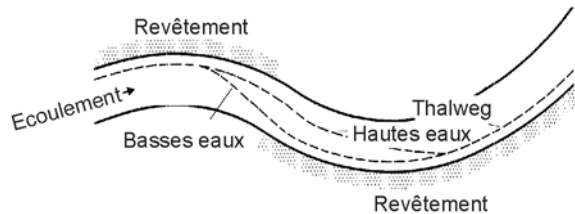
**Figure 4.63** Exemple de courant local ou secondaire (a) dans une zone d'écoulements croisés et (b) induit par un ouvrage

Étant donné que les types d'écoulement présentés ici dépendent dans une large mesure des conditions locales et sont de nature complexe, les auteurs du présent guide ne sont pas en mesure de fournir des recommandations pratiques d'ordre général. Ils recommandent d'effectuer une modélisation physique ainsi qu'une modélisation en 2D ou en 3D, susceptibles d'offrir un aperçu du modèle d'écoulement à anticiper.

### Écoulements affectés par les changements de forme des rivières

Dans les rivières à méandres, la vitesse de l'écoulement au niveau de l'extérieur des coudes est supérieure à la vitesse dans l'axe du chenal. Les principales caractéristiques des chenaux à méandres sont :

- le **thalweg**, qui est la ligne reliant les points les plus profonds d'une série de sections transversales (voir la Figure 4.64). La vitesse maximale est généralement observée dans le thalweg, dont la position varie avec le débit, et peut être proche de l'intérieur du coude. L'emplacement du thalweg doit être déterminé avant d'entreprendre les travaux;
- les **zones de dépôt sédimentaire**, sous forme de bancs, à l'intérieur des coudes;
- le **point d'inflexion**, qui correspond au point auquel le thalweg croise l'axe du chenal.



**Figure 4.64** Définition du thalweg

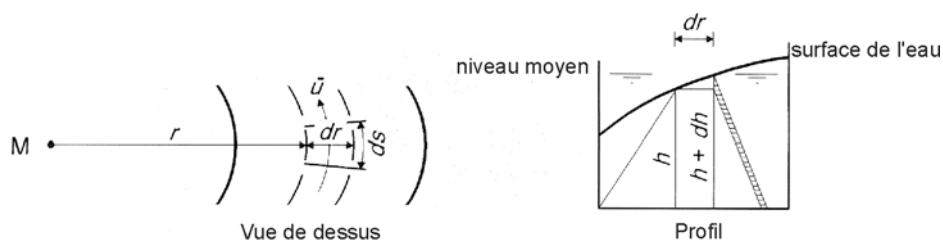
L'effet sur le profil des vitesses est supérieur pour les coudes accentués. L'effet des coudes sur les caractéristiques de l'écoulement et sur la stabilité des berges est donc généralement pris en compte au moyen du rapport entre le rayon de courbure du coude  $r$  et la largeur de la surface de l'eau  $B$ . Lorsque  $r/B \geq 26$ , on considère généralement, pour dimensionner la protection anti-affouillement des berges et du lit, que les chenaux sont rectilignes. Des coefficients empiriques (p. ex. le coefficient de distribution de la vitesse, qui combine plusieurs paramètres d'écoulement) ont été introduits dans les équations de stabilité pour tenir compte de l'effet des coudes (voir la Section 5.2.3.1).

Dans les coudes, la courbure de l'écoulement résulte en une pente transversale de la surface libre,  $i_r$  (-); une circulation secondaire se développe et s'associe à l'écoulement principal pour former un **écoulement en spirale** (voir la Figure 4.65). La pente radiale,  $i_r$ , peut être déterminée à l'aide de l'Équation 4.153:

$$i_r = \partial h / \partial r = \alpha U^2 / (g r) \quad (4.153)$$

où  $r$  = rayon de courbure de la section incurvée de la rivière (m),  $U$  = vitesse moyennée sur la profondeur (m/s) et  $\alpha$  = coefficient défini ci-dessous (-).

Le coefficient  $\alpha$  tient compte de la distribution verticale de la vitesse d'écoulement, de  $u = 0$  au niveau du lit à  $u = u(h)$  au niveau de la surface libre; il est égal à environ  $\alpha = 1.05$ . La pente transversale de la surface libre est plus élevée près de l'intérieur du coude car le rayon de l'intérieur du coude est généralement inférieur à celui de l'extérieur du coude. L'écoulement incurvé s'accompagne d'une hauteur d'eau supérieure à l'extérieur du coude qu'à l'intérieur du coude du fait de l'action de la force centrifuge sur l'eau dans la partie supérieure de l'écoulement. Les lignes de courant près du fond sont dirigées vers l'intérieur du coude. Du fait d'un mouvement de sédiments vers l'intérieur du coude dû aux courants de fond, la profondeur,  $h$  (m), à l'extérieur du coude est plus grande qu'à l'intérieur. Par conséquent, la résistance (c.-à-d. une valeur plus élevée de  $C$ ) est plus faible à l'extérieur du coude. La vitesse d'écoulement,  $v$  (m/s), est donc plus grande à l'extérieur qu'à l'intérieur du coude,  $v = C\sqrt{h i}$



**Figure 4.65** Écoulement au niveau du coude d'une rivière

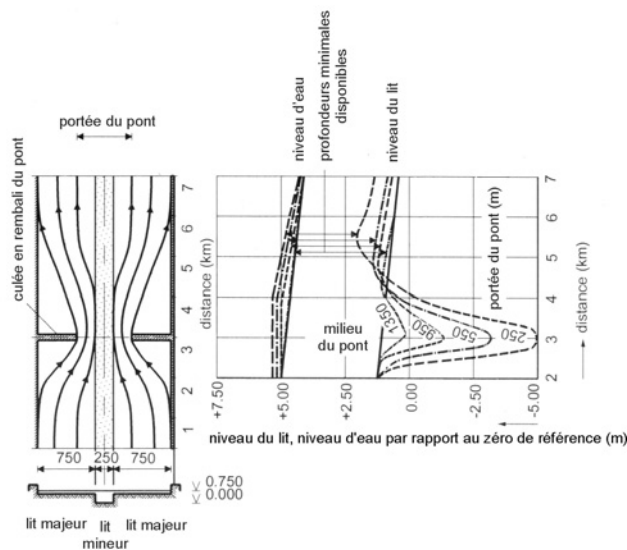
### Écoulements affectés par la présence d'ouvrages hydrauliques

Les ouvrages construits dans l'écoulement, tels que les piles et les culées de ponts, les caissons, les batardeaux, les seuils fixes, les ouvrages mobiles ou les aménagements fluviaux, altèrent profondément :

- la forme du profil vertical des vitesses ;
- l'amplitude locale de la vitesse de l'écoulement ;
- la hauteur d'eau ;
- le degré de turbulence de l'écoulement.

L'élévation des niveaux d'eau est illustrée à la Figure 4.66, dans le cas simplifié d'une rivière dont le lit mineur est prismatique et présentant un lit majeur, pour des avancées de ponts de différentes longueurs dans les plaines inondables.

**NOTE:** les ouvrages de génie civil bâtis dans le lit mineur, notamment pour réguler la hauteur d'eau nécessaire à la navigation, peuvent également induire une élévation des niveaux d'eau.



**Figure 4.66** Effets de remous liés à un rétrécissement local horizontal de la rivière

La Figure 4.67 illustre l'influence d'un rétrécissement de chenal horizontal (modification de la largeur  $B$ ) sur la profondeur,  $h$ , et sur la pente de la ligne d'eau,  $i$ . Elle représente un cas simplifié basé sur les Équations 4.154 à 4.157, utilisant la méthode de Chézy pour  $B \gg h$ . La situation initiale et la situation après rétrécissement sont désignées par les indices 0 et 1, respectivement.

#### Équations relatives au débit:

$$\text{Continuité} \quad Q_0 = Q_1 \quad (4.154)$$

$$\text{Mouvement} \quad Q = B C \sqrt{h^3 i} \quad (4.155)$$

#### Équations relatives au transport sédimentaire:

$$\text{Continuité} \quad S_0 = S_1 \quad (4.156)$$

$$\text{Mouvement} \quad S = B a U^b \quad (4.157)$$

où  $S$  = transport sédimentaire ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

Pour une rivière donnée, les paramètres  $a$  et  $b$  doivent être déterminés à l'aide des données disponibles sur le transport sédimentaire.

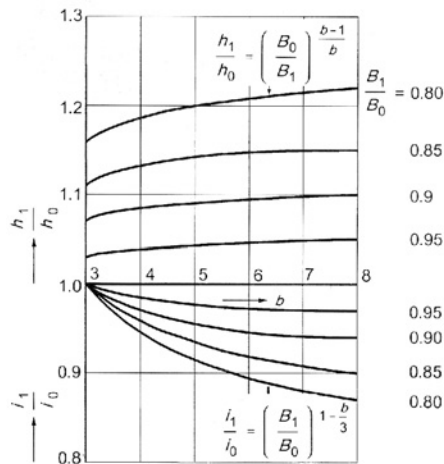


Figure 4.67

Conséquences d'un rétrécissement horizontal de la rivière sur sa profondeur d'équilibre

L'érosion des berges et du lit est appelée « **affouillement** »; celui-ci résulte parfois de l'interaction entre les ouvrages et les courants. Il est essentiel de protéger les fondations des piles de ponts (p. ex. au moyen de radiers) afin d'empêcher le développement de fosses d'affouillement localisées. Le lecteur peut se reporter à des ouvrages tels que May *et al.* (2002) ou Hoffmans et Verheij (1997) pour évaluer le risque de développement de l'affouillement. Il trouvera des recommandations spécifiques sur la façon d'estimer et de maîtriser l'affouillement au niveau des piles de ponts dans Melville et Coleman (2000) et Transport Association of Canada (2001).

#### 4.3.2.5 Turbulence

La turbulence peut avoir un impact local considérable sur la stabilité et le mouvement des sédiments ou des enrochements. Lorsqu'on l'ajoute à la vitesse locale moyennée sur le temps,  $u$  (m/s), la composante aléatoire de turbulence de la vitesse,  $u'$  (m/s), cela entraîne une hausse de la vitesse instantanée effective ( $u + u'$ ). Pour évaluer la stabilité des sédiments et des enrochements, il faut noter que la plupart des formules de stabilité se basent sur l'hypothèse implicite d'une turbulence **normale**. Il faut donc appliquer un facteur de correction de la vitesse lorsque la turbulence dépasse le niveau **normal**.

Le degré de turbulence peut être quantifié par différents moyens, mais on utilise le plus souvent l'**intensité de la turbulence**,  $r$  (-). Celle-ci se définit comme le rapport entre la variation de la vitesse d'écoulement autour de la moyenne et la vitesse d'écoulement moyenne (ou parfois la vitesse de cisaillement). Il peut être déterminé par l'Équation 4.158. Pour plus de détails, voir par exemple Escarameia (1998).

$$r = u'_{rms} / u \quad (4.158)$$

où  $u'_{rms}$  = valeur de la moyenne quadratique des composantes aléatoires de turbulence de la vitesse,  $u'$  (m/s), et  $u$  = vitesse locale moyennée sur le temps (m/s).

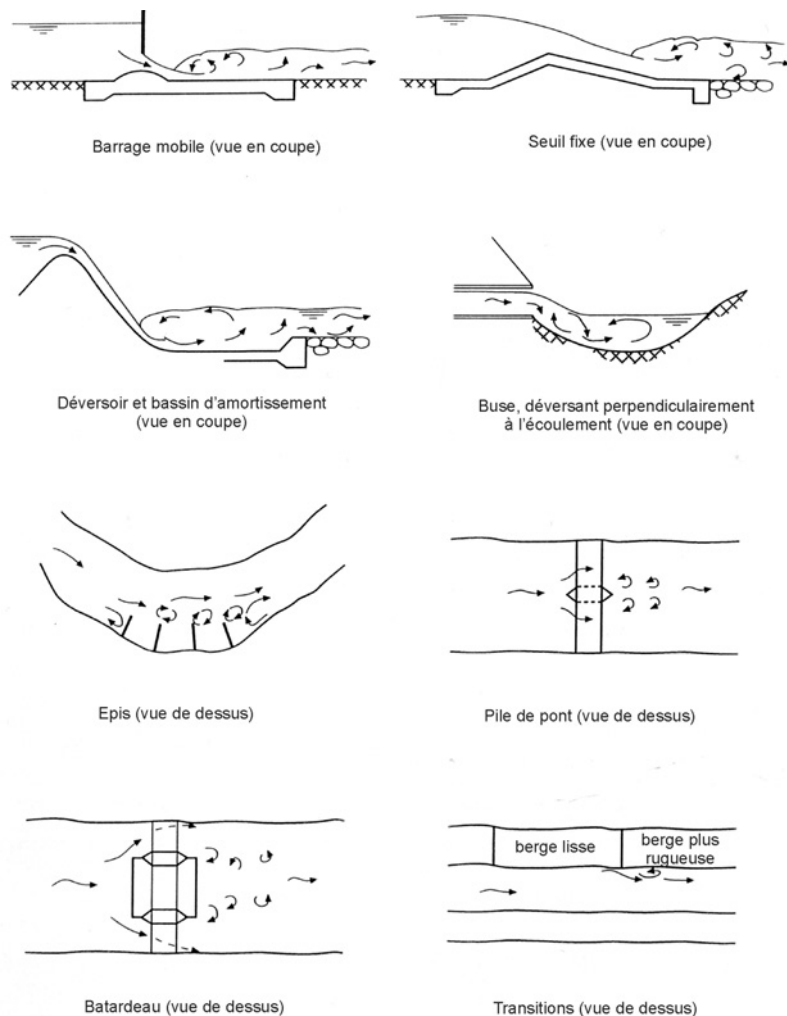
Les valeurs normales d'intensité de la turbulence peuvent être caractérisées par  $r \approx 0.1$  (10 %); elles sont observées en condition d'écoulement uniforme dans les canaux de laboratoire et les rivières présentant un régime de bas débit et un lit plat ou ondulé (ce qui exclut les lits comportant des dunes de sable relativement hautes). Au-dessus d'un lit rugueux, doté par exemple d'une protection en enrochement, on applique des valeurs de  $r \approx 0.15$  (15 %).

Les degrés de turbulence dépassant ces niveaux normaux d'environ 10 à 15 % résultent généralement de l'interaction hydraulique entre l'écoulement et les ouvrages, notamment :

- la séparation de l'écoulement (élargissement soudain de la section transversale de l'écoulement);
- la formation de tourbillons (piles de ponts, gros enrochements);
- les changements de rugosité du lit et/ou des talus.

Outre son effet perturbateur sur les hauteurs d'eau, la surface de l'eau et le transport sédimentaire, la turbulence (ou les degrés de turbulence supérieurs à ceux anticipés dans des rivières ou des chenaux rectilignes) modifie également les forces exercées par l'écoulement sur les parois de la rivière ou du chenal. La turbulence est donc un paramètre important, et souvent négligé, qui doit être prise en compte dans l'interaction entre les courants et les revêtements en enrochement. Les écoulements hautement turbulents sont observés dans un certain nombre de situations, comme l'illustre la Figure 4.68. Les degrés de turbulence locaux dépendent dans une large mesure des dimensions, de la géométrie et de la rugosité spécifiques de l'ouvrage induisant une turbulence; aucune règle générale ne peut donc être fournie ici. Par conséquent, si l'on prévoit une source de turbulence, il peut être nécessaire d'effectuer une modélisation distincte de la turbulence (voir la Section 4.3.4) afin de quantifier son impact éventuel sur la stabilité. La Section 5.2.1 propose des conseils sur la façon d'intégrer cette modélisation dans le dimensionnement.

**NOTE:** il arrive que des degrés de turbulence excessifs subsistent à une certaine distance d'un ouvrage ou d'un ressaut hydraulique; il faut alors en tenir compte dans le calcul de la stabilité.



**Figure 4.68** Exemples de conditions de forte turbulence (Escarameia, 1998)

#### 4.3.2.6 Contrainte de cisaillement sur le fond

Certains problèmes de dimensionnement précis ne peuvent être résolus que si l'on dispose d'informations fiables et spécifiques concernant les distributions de vitesses et/ou d'autres caractéristiques de l'écoulement. À ce sujet, un paramètre-clé est la **contrainte de cisaillement sur le fond**, qui sert également à déterminer le transport sédimentaire et à évaluer la stabilité des enrochements. Il s'agit d'un paramètre classique des interactions hydrauliques et structurales; les paragraphes ci-dessous présentent les approches permettant d'obtenir une valeur approximative de la contrainte de cisaillement globale,  $\tau$ , sur le fond.

L'approche la plus simple consiste à supposer que l'interaction entre le courant et les parois de la rivière (lit ou berges, protégés ou non) n'est déterminée que par la contrainte de cisaillement sur le fond,  $\tau$  (N/m<sup>2</sup>), et par la pente moyenne de la ligne d'eau,  $i$  (-). Dans cette approximation,  $\tau$  peut être exprimée en fonction des caractéristiques hydrauliques principales (voir l'Équation 4.159).

$$\tau = \rho_w g R i \quad (4.159)$$

où  $\rho_w$  = masse volumique de l'eau (kg/m<sup>3</sup>),  $i$  = pente moyenne de la ligne d'eau (-) et  $R$  = rayon hydraulique (m).

Un paramètre pratique, calculé directement à partir de la contrainte de cisaillement,  $\tau$  (N/m<sup>2</sup>), est la vitesse de cisaillement,  $u_*$  (m/s), couramment définie par l'Équation 4.160.

$$u_* = \sqrt{\tau/\rho_w} \quad (4.160)$$

À partir de l'Équation 4.159, la vitesse de cisaillement,  $u_*$  (m/s), peut être exprimée en fonction du rayon hydraulique,  $R$  (m), et de la pente de la ligne d'eau,  $i$  (-) (voir l'Équation 4.161).

$$u_* = \sqrt{g R i} \quad (4.161)$$

En combinant les Équations 4.130 et 4.159, la relation entre la contrainte de cisaillement,  $\tau$ , (N/m<sup>2</sup>), et la vitesse du courant,  $U$  (m/s), est établie par l'Équation 4.162.

$$\tau = \rho_w g (U/C)^2 \quad (4.162)$$

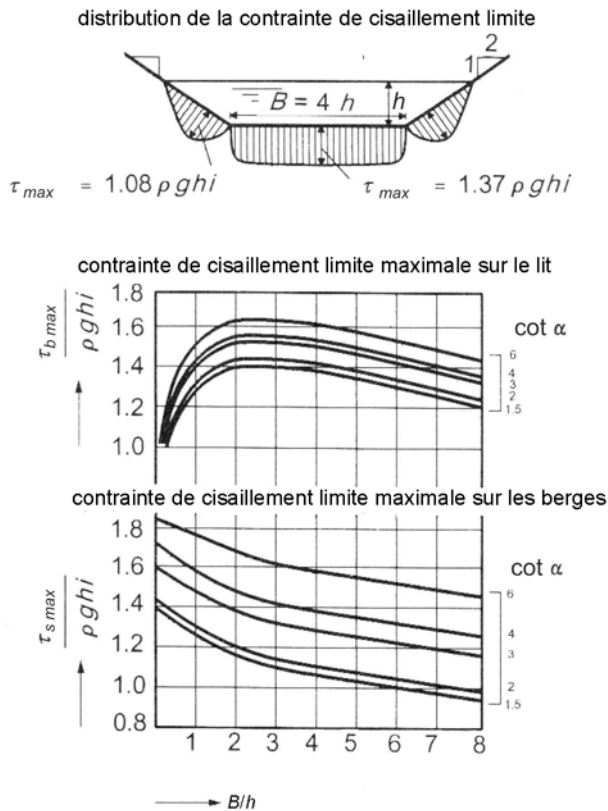
où  $C$  = coefficient de Chézy (m<sup>1/2</sup>/s).

Puisque le coefficient de Chézy,  $C$ , dépend fondamentalement de  $h/k_s$  ou de  $h/D$  (voir la Section 4.3.2.3), l'Équation 4.162 décrit la dépendance de la contrainte de cisaillement,  $\tau$ , à la profondeur d'eau,  $h$ , et à la vitesse du courant,  $U$ . La Section 4.3.2.3 souligne l'importance d'une estimation adéquate de la rugosité hydraulique,  $k_s$ .

La distribution verticale du courant est présentée à la Section 4.3.2.4. La méthode générale traditionnellement utilisée pour décrire la distribution verticale des vitesses du courant repose sur la distribution logarithmique (voir la Section 4.3.2.4). Cette distribution résulte de l'interaction du courant et de la contrainte de cisaillement sur le fond. La Figure 4.59 de la Section 4.3.2.4 donne un exemple de distribution verticale de la vitesse d'écoulement.

La distribution transversale des vitesses résulte de l'interaction avec les berges de la rivière et / ou les lits majeurs (voir la Section 4.3.2.4). Ce type de distribution des vitesses non-uniforme dans le sens transversal peut même être observé dans le cas d'un chenal long et rectiligne. À la Figure 4.69, la contrainte de cisaillement transversale (ou horizontale) est représentée pour un chenal prismatique rectiligne. Les mesures indiquent que la vitesse de l'écoulement à proximité d'une berge peut être égale à environ 40 % de la vitesse moyennée sur la section, observable au pied de la berge. On applique généralement la vitesse de l'écoulement moyennée sur la section. Du fait de la vitesse inférieure sur les berges, la contrainte de cisaillement à cet endroit est également inférieure à la contrainte de cisaillement sur le fond. Les mesures montrent que la contrainte de cisaillement sur la berge peut être réduite jusqu'à environ 75 % de la contrainte de cisaillement sur le fond (voir la Figure 4.69).





**Figure 4.69**      *Contrainte de cisaillement – distribution transversale*

Bien qu'elles soient évaluées, les contraintes de cisaillement sur le fond correspondent à une moyenne calculée sur une période écoulée. Pour une analyse plus précise, on recommande d'observer les fluctuations en fonction du temps. Les contraintes de cisaillement instantanées sur le fond se sont avérées être presque 10 fois supérieures à la contrainte de cisaillement moyenne sur le fond. Ce résultat est comparable à ceux de Kalinkse (1943), qui a conclu que les vitesses instantanées du courant peuvent atteindre 3 fois la vitesse moyenne si l'on tient compte de la durée.

**4.3.2.7 Confluences et diffluences des rivières**

Un système fluvial réel comporte généralement des confluences et des diffluences qui compliquent le mouvement de l'eau et des sédiments, donc sa détermination. Ainsi, les précipitations dans les bassins versants de la confluence de deux rivières peuvent être soit en phase, soit déphasées, ce qui conduit à un hydrogramme à deux pics. Les matériaux constitutifs du lit de ces deux rivières peuvent également présenter des caractéristiques totalement différentes. Le risque d'érosion peut être très élevé à proximité de la confluence de deux rivières.

Au niveau d'une **confluence**, le facteur dominant est la différence entre les débits  $Q_1(t)$  et  $Q_2(t)$  (voir la Figure 4.70). On observe parfois des effets de remous importants dans le cours amont des rivières, ce qui peut entraîner une perte d'équilibre au niveau de la confluence, ayant pour conséquence un apport excessif de sédiments dans la rivière principale. C'est la raison pour laquelle les stations de mesure du débit et du volume de sédiments doivent être placées loin de la confluence.



**Figure 4.70**      *Schéma d'un système fluvial*

Au niveau d'une **difffluence**, la géométrie locale détermine le modèle d'écoulement local, donc la division du transport sédimentaire  $S_0$  en  $S_1$  et  $S_2$ . Par conséquent, les mesures du volume de sédiments doivent être effectuées loin de la difffluence. Cependant, rien n'empêche de mesurer le débit relativement près d'une difffluence. À long terme, un système de difffluence n'est généralement pas stable. Après un certain temps, l'un des bras peut être totalement obstrué.

### 4.3.3 Ondes de crues

#### 4.3.3.1 Généralités

En rivière, les niveaux d'eau sont régis par le débit, et les niveaux extrêmes sont associés à des ondes de crue. La Section 4.3.3.2 traite de la propagation des ondes de crue, ainsi que de l'utilisation des courbes de tarage pour établir une relation entre les niveaux d'eau et le débit, et des relations de niveau permettant de corrélérer les niveaux d'eau à différents endroits de la rivière. Le niveau de la mer à l'embouchure d'une rivière peut constituer la condition limite pour les calculs relatifs à la portion amont de la rivière.

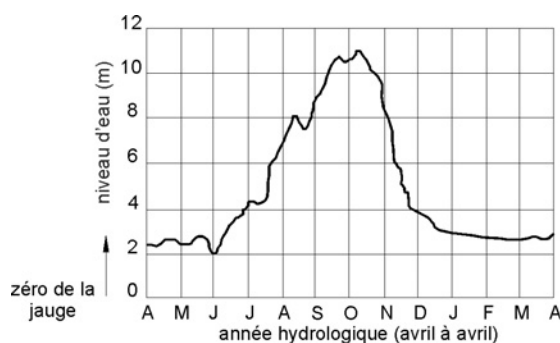
On distingue plusieurs types de crues :

- **crue éclair** : dans un bassin versant de faible superficie présentant une réponse immédiate à la pluie ;
- **crue rapide** : sur une courte durée (p. ex. de quelques heures) suite à de fortes pluies (tempêtes dans les Cévennes) ou dans un bassin versant à forte pente ;
- **crue de plaine** : à cinématique lente, causée par le débordement du lit mineur ;
- **crue de nappe phréatique** : combinée au débordement des rivières, très lente à se propager dans la plaine inondable, mais aussi à se retirer.

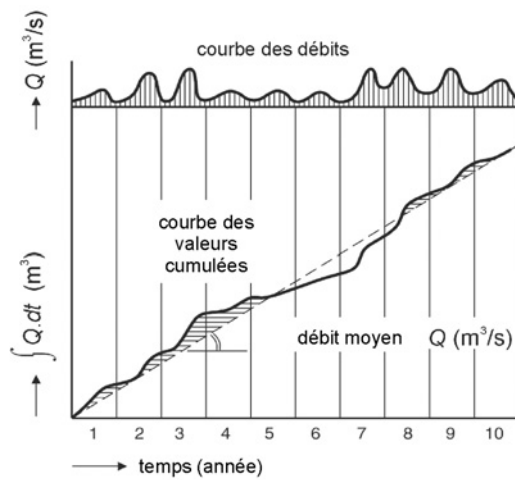
#### 4.3.3.2 Hydrogrammes (courbes de fréquence-dépassement et de tarage) et relations de niveau

Les données recueillies sur les débits ou les niveaux d'eau, par exemple, peuvent être représentées graphiquement. Quel que soit le site, il est possible de déterminer les diagrammes/rerelations suivant(e)s :

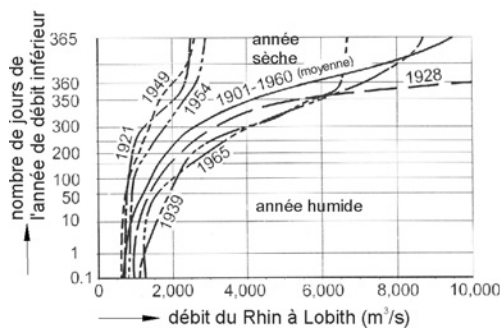
- **hydrogrammes** : niveau d'eau ou débit en fonction du temps (voir la Figure 4.71) ;
- **courbes des valeurs cumulées** : débit cumulé en fonction du temps (voir la Figure 4.72) ;
- **courbes de fréquence** : nombre de jours pendant lesquels un débit ou un niveau d'eau donné est (ou n'est pas) dépassé (voir la Figure 4.73) ;
- **courbes de dépassement de débit** : nombre de jours pendant lesquels un débit ou un niveau d'eau donné est atteint ou dépassé (voir la Figure 4.74) ;
- **courbes des relations de niveau** : niveau mesuré par différentes stations de jaugeage par rapport à un niveau spécifique (voir la Figure 4.55) ;
- **courbes de tarage** : relation entre le débit et le niveau d'eau au niveau d'une station (voir la Figure 4.75).



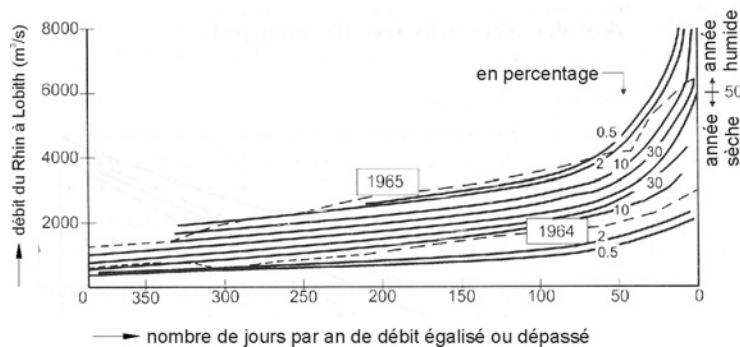
**Figure 4.71**  
Exemple d'hydrogramme



**Figure 4.72**  
Exemple de courbe des valeurs cumulées



**Figure 4.73**  
Exemple de courbes de fréquence de débit



**Figure 4.74**  
Exemple de courbes de dépassement de débit

Il est possible de déduire des équations de prédiction à partir de ces relations. À titre d'exemple, la relation de la courbe de tarage est donnée par l'Équation 4.163. On recommande toutefois au lecteur de contacter les autorités compétentes pour déterminer si des courbes de tarage existent déjà pour la rivière, et de vérifier si les nouveaux aménagements fluviaux rendent caduques les données existantes.

$$Q = a B (h + z_0)^p \tag{4.163}$$

où

- $a$  = coefficient de calibrage ;
- $p$  = puissance (-) ;
- $B$  = largeur de la rivière au niveau de la station de jaugeage, généralement égale à  $f(h)$  (m) ;
- $h$  = hauteur d'eau au-dessus du niveau de référence de la station de jaugeage (m) ;
- $z_0$  = niveau « de référence » utilisé comme coefficient d'ajustement (m).

Pour un chenal large, la puissance,  $p$ , est théoriquement égale à 1.5 d'après l'équation de Chézy, et égale à 1.67 d'après l'équation de Manning-Strickler (voir l'Équation 4.3.2.3). La valeur de  $p$  dépend en outre de plusieurs autres facteurs, notamment de la valeur choisie pour  $z_0$ , de la forme de la section transversale, de la présence éventuelle de lits majeurs, des effets saisonniers de la

croissance et du dépérissement de la végétation, du transport sédimentaire et de la présence éventuelle d'ouvrages de régulation en aval. Dans la pratique, la puissance,  $p$ , est généralement située entre 1.0 et 2.5.

La détermination graphique de  $z_0$  s'effectue par tâtonnement, ce qui signifie que la courbe de tarage, tracée sur une double échelle logarithmique, doit présenter une ligne droite. La valeur de  $z_0$  s'obtient de cette façon,  $p$  est ensuite déterminé par la méthode des moindres carrés. La Figure 4.75 propose un exemple de relation de niveau pour  $h + z_0$  avec  $z_0 = 0$  à 2, une ligne droite étant obtenue pour  $z_0 = 1.5$ . Il faut noter que  $p$  ne prend pas toujours une valeur de  $p = 1$ .

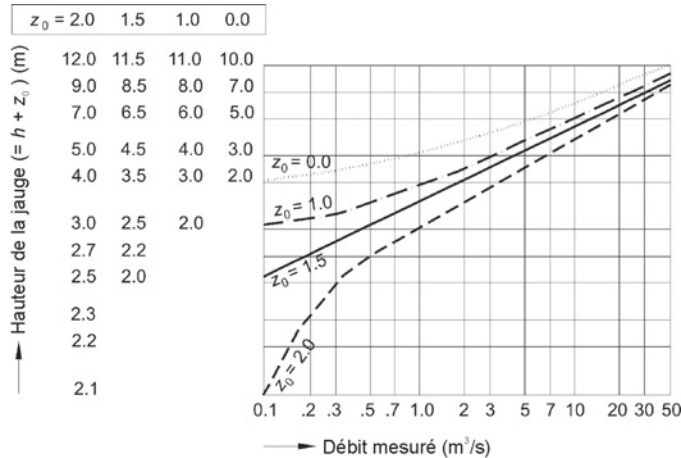


Figure 4.75 Exemple d'ajustement des données d'une courbe de tarage

Le débit est divisé entre le lit mineur et le lit majeur, le cas échéant. La courbe de tarage se modifie largement dès que le lit majeur est inondé, comme l'illustre la Figure 4.76.

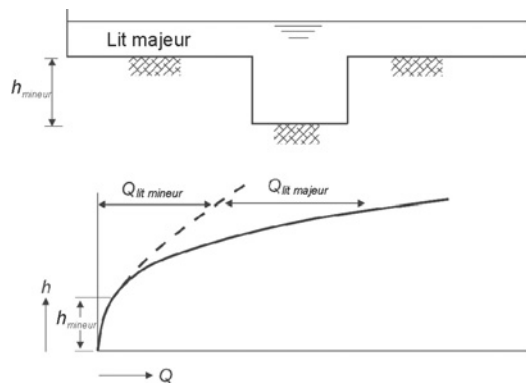
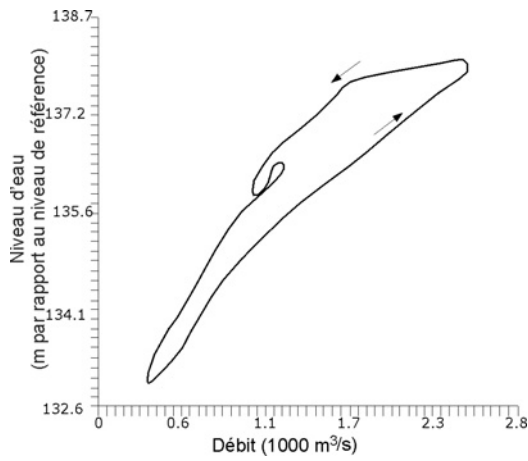


Figure 4.76 Exemple de l'influence du lit majeur sur la courbe de tarage

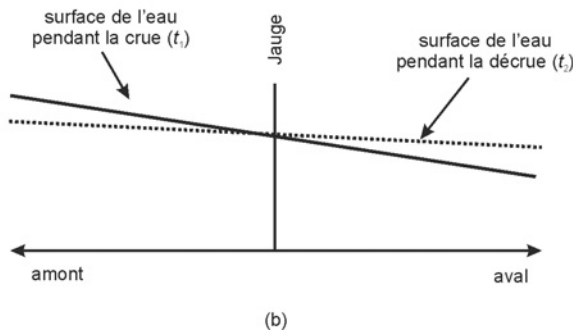
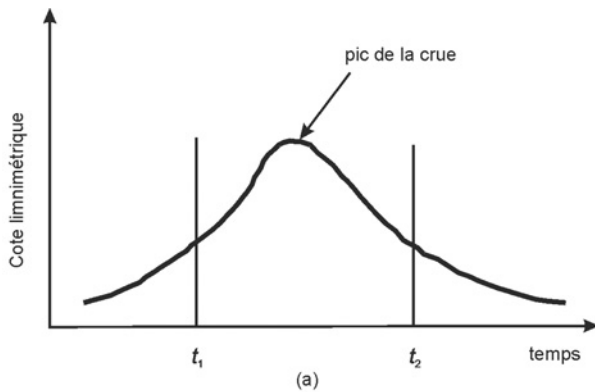
### 4.3.3.3 Ondes de crue et ondes de translation

Une analyse de l'écoulement uniforme repose sur un certain nombre d'hypothèses de base :

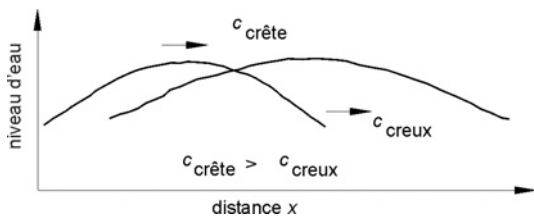
- le niveau maximal coïncide presque avec le débit de pointe ;
- le débit de pointe peut être estimé avec précision en tout point du réseau fluvial ;
- les niveaux maximaux sont observés simultanément dans un petit bief.



**Figure 4.77**  
 Courbe de tarage à hystérésis du fleuve Illinois à Kingston Mines, du 15 novembre 1982 au 31 janvier 1983 (USACE, 1993)



**Figure 4.78**  
 Explication de l'effet d'hystérésis observé sur la courbe de tarage (USACE, 1993) (a) variation du niveau mesuré par la station de jaugeage en fonction du temps (b) ligne d'eau à proximité de la station



**Figure 4.79**  
 Propagation de l'onde de crue

En fait, pour les lits à pente modérée ( $< 1\%$ ) ou dans le cas des écoulements hautement transitoires (tels que ceux associés à une rupture de barrage), le niveau maximal ne coïncide pas avec le débit de pointe, ce dernier précédant toujours le niveau maximal. Ce phénomène, appelé **effet d'hystérésis**, résulte de variations de la pente de la ligne d'énergie.

L'effet d'une onde de crue sur les débits et les niveaux d'eau peut être représenté par une courbe de tarage (voir la Figure 4.77). Le changement de pente de la ligne d'eau peut être induit par des remous liés à une jonction de cours d'eau ou par la dynamique de l'onde de crue. Le phénomène d'hystérésis peut être expliqué à l'aide de la Figure 4.78. La partie (a) de la Figure 4.78 représente l'effet de l'onde de crue au niveau d'une station de jaugeage : montée du niveau d'eau avant le pic de la crue, à  $t_1$ , et baisse du niveau d'eau après le pic de la crue, à  $t_2$ . La partie (b) représente l'effet de la crue et la baisse de la pente de la ligne d'eau à proximité de la station de jaugeage.

La pente est plus élevée lors de la crue que lors de la décrue, donc l'écoulement s'accélère lors de la montée des eaux et décélère lors de la décrue.

Une courbe de tarage ne permet donc d'obtenir des estimations précises qu'en l'absence de tout effet d'hystérésis. Cet effet est toutefois inhérent aux ondes de crue, notamment dans les biefs amonts des rivières, et ne disparaît que lorsque la résistance du lit domine totalement. C'est généralement le cas dans les biefs inférieurs de la rivière, où l'onde de crue est plus plate (Jansen, 1979).

**NOTE:** il est préférable de ne pas supposer que le niveau de la crête se produit simultanément au niveau de deux sections transversales. En effet, cette hypothèse est imprécise, puisque tout écoulement est irrégulier et que les ondes de crue progressent vers l'amont. Au fur et à mesure que la pente de la ligne d'eau diminue, et/ou que la vitesse de l'écoulement augmente, l'effet d'hystérésis devient plus prononcé (voir la Figure 4.79, où  $c$  représente la vitesse de propagation de l'onde de crue (m/s)). Pour tenir compte du caractère ondulatoire de la crue, les hydrogrammes de différentes stations de jaugeage successives sont déplacés au fil du temps, et les pics sont ensuite observés à chaque station successive située en aval. En d'autres termes, les hydrogrammes en aval sont en retard par rapport aux hydrogrammes en amont. Deuxièmement, les pics des hydrogrammes ont tendance à présenter un affaissement, qui correspond à une baisse de la valeur du pic au fur et à mesure que l'on va vers l'aval, en l'absence d'apport majeur de débit.

Le passage d'une **onde de crue** est caractérisé par une hausse et une baisse successives du plan d'eau sur une échelle temporelle de quelques jours à quelques semaines, et par une longueur d'onde d'au moins 100 km. Dans le cas des crues très lentes, l'approche de Seddon (1900) montre que la vitesse de propagation de l'onde de crue,  $c$  (m/s), peut être exprimée sous la forme de l'Équation 4.164:

$$c = 5/3U \quad (4.164)$$

où  $U$  = vitesse moyenne de l'écoulement dans la rivière (m/s).

Toutefois, dans la pratique, on remarque que la constante a une valeur inférieure dans le cas des rivières naturelles, à la lumière de Wilson (1990), qui s'inspire des travaux de Corbett *et al.* (1945) (voir l'Équation 4.165):

$$c = 1.3U \quad (4.165)$$

Le coefficient de 5/3 (dans l'Équation 4.164), calculé d'après l'équation de Manning-Strickler, est valable pour un chenal rectangulaire large; la valeur plus réduite de 1.3 tient compte des effets de la forme classique de la section transversale.

La vitesse de propagation est du même ordre que la vitesse d'écoulement,  $U$ , en raison de l'effet dominant du frottement du lit (par contraste avec l'onde de rupture, présentée ci-dessous). Lorsque l'onde se propage, la hauteur de la crête diminue et la longueur d'onde augmente simultanément, ce qui a pour conséquence un aplatissement de l'onde (voir la Figure 4.79). La crête de l'onde se propage plus rapidement que les zones de creux qui l'entourent, car la vitesse de propagation augmente avec la profondeur. Tang *et al.* (2001) expliquent la façon dont la vitesse de l'onde de crue peut être estimée à l'échelle d'un bief à partir de la géométrie type d'une section transversale: la vitesse de l'onde dépend dans une large mesure du débit d'une façon non-linéaire, notamment lorsque l'on s'approche de la capacité à pleins bords du lit mineur.

Il existe un autre phénomène d'onde de surface: l'**onde de rupture**. Généralement, ce type d'onde est formé par une hausse ou une baisse soudaine du débit ou du plan d'eau local, par exemple par l'ouverture soudaine d'un barrage mobile. La vitesse de propagation,  $c$ , d'une onde de rupture de taille réduite (par rapport à la profondeur) peut être estimée, en présence de courants arrière ou opposés, à l'aide de l'Équation 4.166:

$$c = U \pm \sqrt{U^2 + \frac{g A_c}{b}} \quad (4.166)$$

où  $A_c$  = superficie de la section transversale du chenal (m<sup>2</sup>), et  $b$  = largeur du chenal (m).

Lorsqu'une onde de rupture s'approche d'une section transversale plus petite ou plus large, une partie de l'onde est réfléchiée, et une autre est transmise. La Figure 4.80 représente une situation caractérisée par une section transversale plus large. On peut facilement calculer les ondes réfléchiée et transmise si l'on connaît le débit, la largeur et la vitesse de propagation.



Figure 4.80 Réflexion et transmission des ondes de rupture

#### 4.3.4 Vagues et mouvements de l'eau induits par la navigation

Les berges et le lit des voies navigables intérieures (p. ex. rivières et canaux de navigation) doivent être conçus de façon à tenir compte des mouvements de l'eau induits par la navigation. De même dans les eaux maritimes et côtières, les actions induites par la navigation ou les manœuvres des navires peuvent affecter les ouvrages, tels que, les carapaces recouvrant des seuils dans lesquels sont enfouis des conduites ou des tunnels routiers qui traversent le chenal de navigation, les protections du lit en aval des écluses de navigation, les digues portuaires, les épis et les protections de fond mis en place au niveau des murs de quais.

Les paramètres à prendre en compte dans le calcul des mouvements de l'eau induits par la navigation sont définis aux Figures 4.81 et 4.82 de la façon suivante :

- **onde primaire induite par la navigation**, constituée a) de l'onde transversale de proue, b) de l'abaissement du plan d'eau le long du bateau et c) de l'onde transversale de poupe ;
- **courant de retour** au sein de l'onde primaire ;
- **ondes secondaires** induites par la navigation ;
- **jet d'hélice**.

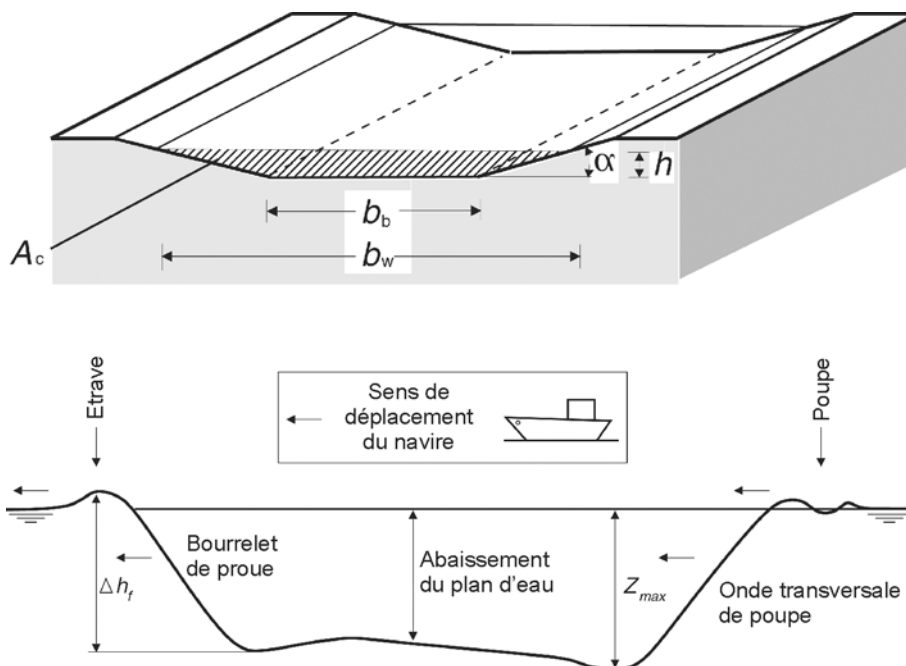
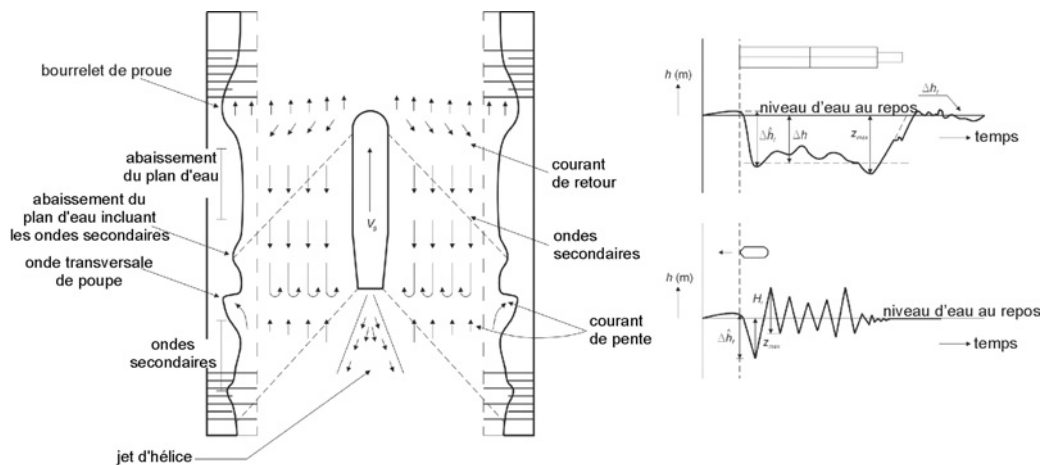


Figure 4.81 Schéma définissant les mouvements de l'eau induits par la navigation





**Note :** les pointillés représentent les crêtes d'interférence des ondes secondaires, qui se propagent à  $35^\circ$  par rapport au sens de la navigation (voir la Section 4.3.4.2).

**Figure 4.82** Caractéristiques des mouvements de l'eau induits par la navigation par rapport à la stabilité des berges.

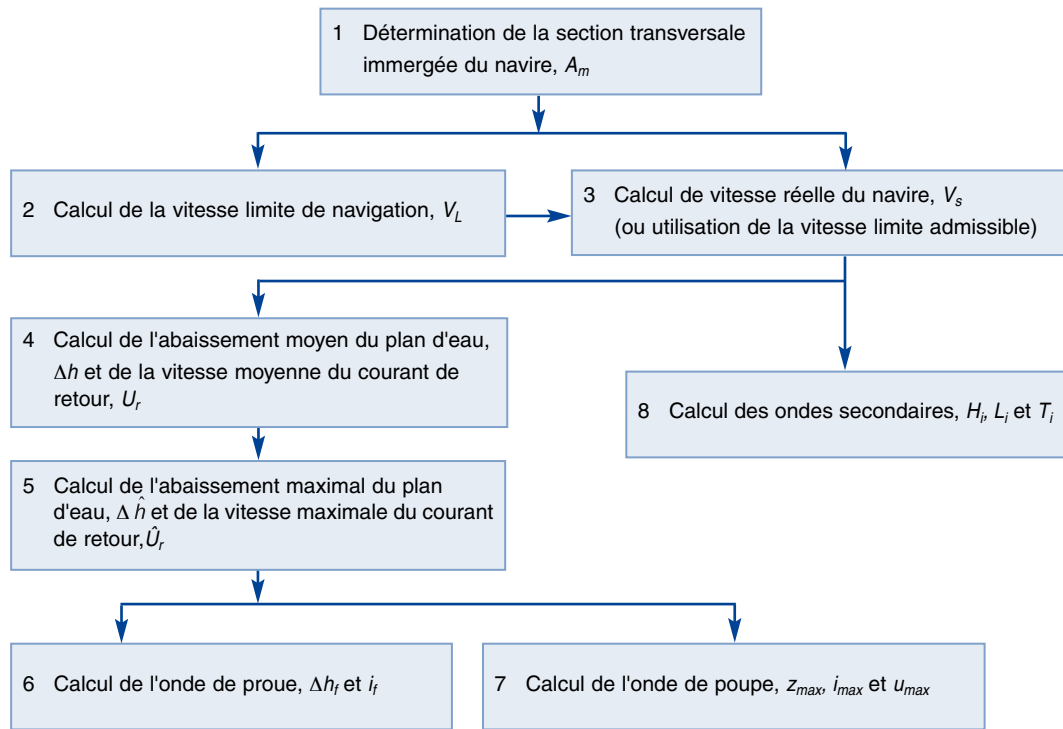
Les types de bateaux, leur caractéristique de navigation (vitesse et position dans la voie navigable), mais aussi les dimensions et la géométrie de la voie d'eau, déterminent les mouvements de l'eau qu'ils induisent. Dans la plupart des cas, les remorqueurs-pousseurs ou les bateaux à moteur classiques chargés sont à l'origine des ondes primaires les plus sévères (onde transversale de poupe,  $z_{max}$  (m), et courant de retour,  $U_r$  (m/s)), tandis que les bateaux rapides (p. ex. remorqueurs libres, navires de service et bateaux de plaisance) sont responsables des ondes secondaires les plus fortes,  $H_i$  (m).

Les paramètres à utiliser dans le calcul des mouvements de l'eau induits par la navigation sont les suivants :

- longueur du bateau,  $L_s$  (m), et largeur du bateau,  $B_s$  (m);
- vitesse du bateau,  $V_s$  (m/s);
- tirant d'eau du bateau chargé,  $T_s$  (m) (ou tirant d'eau moyen à vide);
- position du bateau par rapport à l'axe du chenal,  $y$  (m), ou à la berge,  $y_s$  (m);
- surface mouillée de la section transversale,  $A_c$  (m<sup>2</sup>);
- profondeur du chenal,  $h$  (m);
- largeur du chenal au niveau du lit,  $b_b$  (m), et au niveau de la surface libre,  $b_w$  (m).

Les formules présentées dans cette section permettent d'obtenir une première estimation de l'ordre de grandeur des différentes composantes des mouvements de l'eau. La Figure 4.83 présente un schéma de calcul des vagues et des mouvements de l'eau induits par la navigation. Les équations associées à ce diagramme sont présentées aux Sections 4.3.4.1 et 4.3.4.2. Les vitesses des jets d'hélices sont traitées à la Section 4.3.4.3.

**NOTE :** la présente section ne propose qu'un aperçu général des relations de base. Le lecteur peut se reporter à AIPCN (1987) et Przedwojski *et al.* (1995), qui contiennent une présentation plus exhaustive des mouvements de l'eau induits par les bateaux dans les canaux de navigation. Le programme DIPRO (DImensioning PROtections), développé aux Pays-Bas (dernière version en date : 2002, disponible auprès de Rijkswaterstaat), permet aux concepteurs de déterminer les exigences en matière de protections de berges.



**Figure 4.83** Diagramme de calcul des mouvements de l'eau induits par la navigation

#### 4.3.4.1 Courant de retour, abaissement du plan d'eau, ondes de proue et de poupe

La hauteur de l'abaissement du plan d'eau,  $\Delta h$ , de l'onde de proue,  $\Delta h_f$ , et de l'onde transversale de poupe,  $z_{max}$ , varie au niveau de la berge ; sa valeur moyenne se situe entre 0.3 et 0.5 m, bien que l'on observe parfois des hauteurs de 1.0 m. La durée de l'abaissement du plan d'eau varie entre 20 et 60 s, selon le type et la vitesse du bateau. La période de l'onde de proue et de l'onde transversale de poupe est d'environ 2 à 5 s. La vitesse des courants de retour,  $U_r$ , atteint parfois 1.5 m/s.

Les formules associées au diagramme de la Figure 4.83 sont présentées ci-dessous. L'Encadré 8.5 de la Section 8.3.5.2 propose un exemple de calcul.

##### 1. Section transversale immergée du navire, $A_m$

La section transversale immergée du navire,  $A_m$  (m<sup>2</sup>), est évaluée à l'aide de l'Équation 4.167 :

$$A_m = C_m B_s T_s \quad (4.167)$$

où  $C_m$  = coefficient du maître-couple (-), lié à la section du bateau ;  $B_s$  = largeur du bateau (m) ;  $T_s$  = tirant d'eau du bateau (m). Les valeurs appropriées de  $C_m$  sont :

- $C_m = 0.9$  à  $1.0$  pour les pousseurs et les bateaux navigants sur les eaux intérieures ;
- $C_m = 0.9$  à  $0.7$  pour les navires de service, les remorqueurs et les navires de haute mer.

##### 2. Vitesse limite de navigation, $V_L$

La vitesse limite de navigation,  $V_L$  (m/s), est calculée à l'aide de l'Équation 4.168 :

$$V_L = F_L \sqrt{g A_c / b_w} \quad (4.168)$$

où la valeur de  $F_L$  est déterminée implicitement par  $F_L = \left[ \frac{2}{3} \left( 1 - \frac{A_m}{A_c} + 0.5 F_L^2 \right) \right]^{3/2}$  ;  $A_c$  = surface mouillée du chenal (m<sup>2</sup>) ;  $b_w$  = largeur du chenal au niveau de la surface (m).

Les Équations 4.169 et 4.170 permettent de calculer d'autres vitesses limites importantes :

$$V_L = \sqrt{g L_s / (2\pi)} \quad (4.169)$$

$$V_L = \sqrt{g h} \quad (4.170)$$

C'est la valeur minimale qui doit être appliquée dans les calculs suivants.

### 3. Vitesse réelle, $V_s$

La vitesse réelle du bateau,  $V_s$  (m/s), est évaluée en fonction de la vitesse limite,  $V_L$  (voir l'Équation 4.171):

$$V_s = f_v V_L \quad (4.171)$$

où  $f_v = 0.9$  pour les bateaux à vide et  $f_v = 0.75$  pour les bateaux chargés.

Dans le cas des convois poussés chargés et des bateaux à marchandises classiques à moteur, la vitesse réelle peut également être déterminée à partir de l'Équation 4.172:

$$V_s = 2.4 \sqrt{\frac{A_c}{b_w}} \exp\left(-2.9 \frac{A_m}{A_c}\right) \quad (4.172)$$

**NOTE:** l'Équation 4.172 repose sur l'hypothèse implicite que les bateaux naviguent à une vitesse de  $0.9 V_L$  ( $f_v = 0.9$ ).

### 4. Abaissement moyen du plan d'eau, $\Delta h$ , et vitesse moyenne du courant de retour, $U_r$

L'abaissement moyen du plan d'eau,  $\Delta h$  (m), est calculé à l'aide de l'Équation 4.173:

$$\Delta h = \frac{V_s^2}{2g} \left[ \alpha_s \left( A_c / A_c^* \right)^2 - 1 \right] \quad (4.173)$$

où

$\alpha_s$  = facteur exprimant l'effet de la vitesse de navigation  $V_s$  par rapport à sa valeur maximale (-),  $1.4 - 0.4 V_s / V_L$ ;

$A_c^*$  = superficie de la section transversale de la voie navigable près du bateau ( $m^2$ ),  
 $A_c^* = b_b (h - \Delta h) + \cot \alpha (h - \Delta h)^2 - A_m$ ;

$A_c$  = surface de la section de la voie navigable en situation de non-perturbation ( $m^2$ ),  
 $A_c = b_b h + h^2 \cot \alpha$ ;

$\alpha$  = angle de talus de la berge (-).

La vitesse moyenne du courant de retour,  $U_r$  (m/s), est calculée à l'aide de l'Équation 4.174.

$$U_r = V_s \left( A_c / A_c^* - 1 \right) \quad (4.174)$$

### 5. Abaissement maximal du plan d'eau, $\Delta \hat{h}$ , et vitesse maximale du courant de retour, $\hat{U}_r$

L'abaissement maximal du plan d'eau,  $\Delta \hat{h}$  (m), est calculé à l'aide de l'Équation 4.175:

$$\Delta \hat{h} / \Delta h = \begin{cases} 1 + 2 A_w^* & \text{pour } b_w / L_s < 1.5 \\ 1 + 4 A_w^* & \text{pour } b_w / L_s \geq 1.5 \end{cases} \quad (4.175)$$

où  $A_w^* = y h / A_c$  (-).

Si le rapport  $A_c / A_m$  est inférieur à environ 5 (soit comparable à  $b_w / B_s < 10$ ), le champ d'écoulement induit par le passage des bateaux peut être considéré comme unidimensionnel. On applique dans ce cas l'Équation 4.176:

$$\hat{U}_r / U_r = \begin{cases} 1 + A_w^* & \text{pour } b_w / L_s < 1.5 \\ 1 + 3 A_w^* & \text{pour } b_w / L_s \geq 1.5 \end{cases} \quad (4.176)$$

Lorsque ce rapport est plus élevé ( $A_c/A_m > 5$  ou  $b_w/B_s > 10$ ), le champ d'écoulement est bidimensionnel. Il faut alors tenir compte du gradient du courant de retour et de l'abaissement du plan d'eau entre le bateau et la berge. Ces formules sont intégrées au programme DIPRO.

Certains ouvrages sont dotés de bermes horizontales. Le mouvement de l'eau peut devenir torrentiel en fonction de la profondeur. Van der Wal (1989) donne plus d'informations concernant les cas où le nombre de Froude, qui dépend de la vitesse de navigation et de la hauteur d'eau au-dessus de la berme, joue un rôle.

#### 6. Hauteur, $\Delta h_f$ , et cambrure, $i_f$ , de l'onde de poupe

Les caractéristiques de l'onde de poupe peuvent être calculées à l'aide des Équations 4.177 et 4.178:

$$\Delta h_f = 0.1 \Delta h + \Delta \hat{h} \quad (4.177)$$

$$i_f = 0.03 \Delta h_f \quad (4.178)$$

#### 7 Hauteur, $z_{max}$ , cambrure, $i_{max}$ , et vitesse, $u_{max}$ , de l'onde de poupe

Les caractéristiques de l'onde de poupe peuvent être calculées à l'aide des Équations 4.179 à 4.181:

$$z_{max} = 1.5 \Delta \hat{h} \quad (4.179)$$

$$i_{max} = (z_{max}/z_0)^2 \quad \text{avec } i_{max} < 0.15 \quad (4.180)$$

où  $z_0 = 0.16 y_s - c_2$ ,  $y_s = 0.5 b_w - B_s - y$ ,  $c_2 = 0.2$  à  $2.6$ .

$$u_{max} = V_s(1 - \Delta D_{50}/z_{max}) \quad (4.181)$$

où  $D_{50}$  = rugosité du lit (m) et  $\Delta$  = densité relative déjaugée du matériau (-).

#### Courants de retour dans un champ d'épis

Dans un champ d'épis construits le long d'un canal de navigation ou d'une rivière, les courants de retour induits par la navigation peuvent être estimés à l'aide de l'Équation 4.182 (voir également la Figure 4.84):

$$\frac{U_{local}}{U + U_r} = \alpha \left( \frac{h}{h_{ref}} \right)^{-1.4} \quad (4.182)$$

où

$U_{local}$  = vitesse maximale de l'écoulement en un point du champ d'épis (m/s);

$U$  = vitesse moyenne de l'écoulement dans la rivière (m/s);

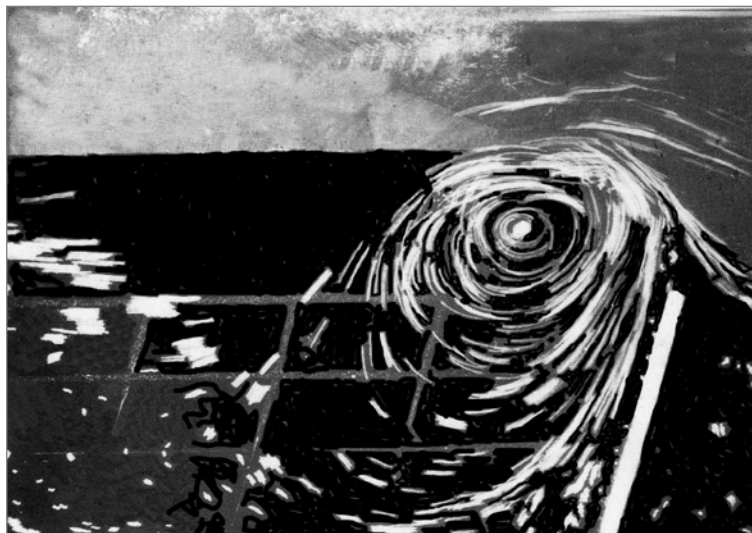
$U_r$  = vitesse moyenne du courant de retour devant les musoirs d'épis excluant la vitesse naturelle de l'écoulement (m/s);

$h$  = profondeur moyenne de la rivière (m);

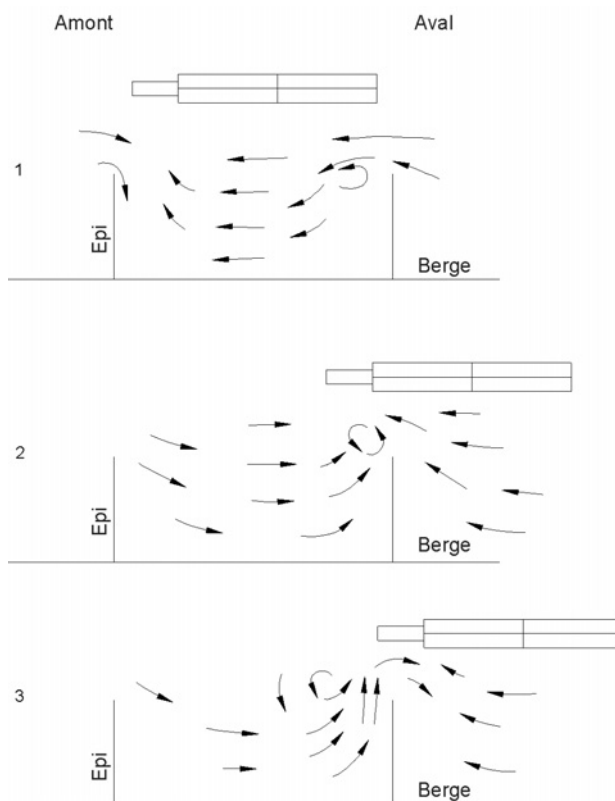
$h_{ref}$  = profondeur moyenne de la rivière à un débit auquel les épis sont immergés (m) ( $h_{ref} \sim 7$  m dans le Waal, aux Pays-Bas);

$\alpha$  = coefficient variable d'un endroit à l'autre du champ d'épis (-);  $\alpha = 0.20$  à  $0.60$ .

**NOTE:** l'Équation 4.182 est une équation empirique formulée pour le Waal, qui prédit la vitesse d'écoulement maximale juste en aval de l'épi lors du passage de la poupe d'un convoi poussé (voir la Figure 4.85). Les concepteurs doivent donc être conscients que cette équation n'est pas forcément applicable aux autres rivières.

**Figure 4.84**

Tourbillon en aval d'un épi juste après le passage (par la droite) de la poupe d'un remorqueur-pousseur (source: WL | Delft Hydraulics)

**Figure 4.85**

Champ d'écoulement dans un champ d'épis induit par le passage d'un convoi de 4 barges

#### Courant de retour formé sous les navires

Les tunnels et les conduites qui franchissent les canaux de navigation ou les rivières ne peuvent pas toujours être enfouis à une profondeur suffisante sous le lit; il est parfois nécessaire de mettre en place une carapace pour protéger ces structures des mouvements de l'eau induits sous la quille des bateaux. De même, les protections de fond mises en place dans la zone d'approche des écluses subissent l'influence des mouvements de l'eau liés au passage des bateaux. L'Équation 4.183 peut servir à prédire les vitesses d'écoulement sous les navires. Il faut toutefois noter que cette formule ne peut être utilisée que dans le cadre d'une première estimation.

$$U_{r, \text{ sous quille}} = c U_{r, \text{ moyen}} \quad (4.183)$$

où  $c = 1.5$  à  $2.0$ .

Aux Pays-Bas, les chercheurs poursuivent leurs efforts en vue de développer des formules d'estimation plus précises.

#### 4.3.4.2 Ondes secondaires induites par la navigation

Le passage des bateaux forme des ondes transversales et longitudinales dont les pics d'interférence sont appelés ondes secondaires ou encore **batillage**. Ces pics d'interférence peuvent être observés sur des lignes formant un angle de  $19^\circ$  avec l'axe du bateau; leur sens de propagation forme un angle de  $35^\circ$  avec l'axe du bateau (soit  $55^\circ$  avec la perpendiculaire à la berge).

Les ondes secondaires les plus fortes,  $H_i$ , sont générées par les bateaux rapides (porte-conteneurs, remorqueurs libres ou navires de marchandises qui ne sont pas totalement chargés). La hauteur des ondes secondaires induites par la navigation,  $H_i$ , varie entre 0.25 et 0.5 m, les valeurs maximales de  $H_i$  se situant à environ 1.0 m. La période de ces ondes,  $T_i$ , est de 2 à 4 s. Les ferries rapides génèrent également des ondes de navigation, mais les caractéristiques de ces ondes sont différentes de celles des autres bateaux, car les ferries rapides naviguent au-dessus de la limite de vitesse critique. La hauteur des ondes (souvent appelée **sillage**) générées par les ferries rapides peut atteindre 1.0 m, notamment lorsque ces navires accélèrent ou décélèrent autour de la vitesse critique. Les ondes induites par les ferries rapides présentent généralement une période de 9 s.

Il a été démontré que les ondes secondaires induites par la navigation ont souvent un effet similaire à celui qu'exercent les vagues induites par le vent sur les ouvrages en enrochement (Section 5.2.2.5). On peut donc utiliser les équations de base formulées pour les vagues soulevées par le vent. La Section 5.1.1.2 présente les formules d'estimation du run-up dans le cas des vagues induites par la navigation.

Extraite du diagramme de la Figure 4.83, l'étape de calcul des ondes secondaires induites par la navigation est présentée ci-dessous. Les étapes de calcul précédentes sont détaillées à la Section 4.3.4.1.

#### 8. Valeurs de $H_i$ , $L_i$ et $T_i$ dans le cas des ondes secondaires induites par la navigation

Les caractéristiques des ondes secondaires les plus sévères peuvent être déterminées de façon approximative (pour  $V_s / \sqrt{g h} < 0.8$ ) à l'aide des Équations 4.184 à 4.186:

$$H_i = 1.2 \alpha_i h (y_s/h)^{-1/3} V_s^4 / (g h)^2 \quad (4.184)$$

$$L_i = 4.2 V_s^2 / g \quad (4.185)$$

$$T_i = 5.1 V_s / g \quad (4.186)$$

où

$\alpha_i$  = coefficient variant en fonction du type de bateau, les valeurs suivantes sont recommandées:

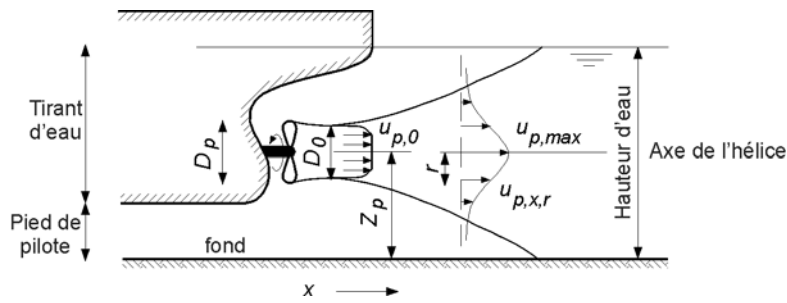
$\alpha_i = 1$  dans le cas des remorqueurs, des bateaux de plaisance et des bateaux classiques chargés,

$\alpha_i = 0.35$  dans le cas des bateaux classiques à vide,

$\alpha_i = 1$  dans le cas des convois poussés à vide.

#### 4.3.4.3 Vitesses des jets d'hélices

Les vitesses proches du fond dans les jets d'hélices du propulseur principal à l'arrière d'un bateau peuvent atteindre 6 m/s, voire plus. Les vitesses d'écoulement des propulseurs d'étrave et de poupe peuvent atteindre environ 3 m/s. Ces vitesses d'écoulement sont observées lors des manœuvres des bateaux (à l'intérieur ou à proximité des écluses, près des quais ou dans les zones d'évitage; voir la Figure 4.86). Dans la plupart des cas, les vitesses de l'eau dans les jets d'hélices générés par le passage d'un bateau sont négligeables.



**Figure 4.86** Mouvements de l'eau induits par une hélice principale

Les Équations 4.187 à 4.190 peuvent servir à estimer les vitesses du courant moyennées sur le temps dans les jets d'hélices induits soit par les hélices principales (voir la Figure 4.86, pour une vitesse de navigation de  $V_s = 0$  ou par rapport au bateau qui navigue), soit par les propulseurs d'étrave ou de poupe.

Vitesse derrière l'hélice (voir l'Équation 4.187):

$$u_{p,0} = 1.15 \left( P / (\rho_w D_0^2) \right)^{1/3} \quad (4.187)$$

Vitesse le long de l'axe du jet (voir l'Équation 4.188):

$$u_{p,axe}(x) = a u_{p,0} (D_0/x)^m \quad (4.188)$$

Distribution des vitesses (voir l'Équation 4.189):

$$u_p(x,r) = u_{p,axe}(x) \exp[-b r^2/x^2] \quad (4.189)$$

Vitesse maximale au fond le long du lit horizontal (voir l'Équation 4.190):

$$u_{p,max\ fond} = c u_{p,0} (D_0/z_p)^n \quad (4.190)$$

où  $P$  = puissance installée (W),  $D_0$  = diamètre effectif de l'hélice,  $D_0 = 0.7$  (pour les hélices libres sans tuyère) à 1 (pour les hélices et les propulseurs à tuyère) fois le diamètre réel  $D_p$  (m),  $z_p$  = distance entre l'axe de l'hélice et le fond (m).

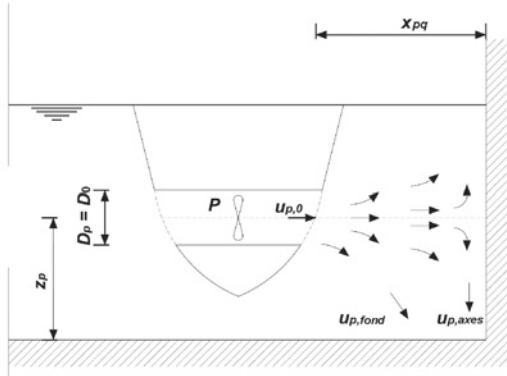
Les coefficients empiriques  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $m$  et  $n$  des Équations 4.188 à 4.190 peuvent présenter une large variation, car les chercheurs ont pris en compte différentes influences, telles que : l'influence d'un mur de quai et l'influence d'un gouvernail. Outre l'approche présentée ci-dessous, le lecteur peut se reporter à Fuehrer *et al.* (1987), Römish (1993) et EAU (1996, 2004), qui proposent des valeurs alternatives. Pour plus d'informations, il est également fait référence à une publication du groupe de travail 48 de l'AIPCN (AIPCN, en préparation).

Aux Pays-Bas, ces coefficients sont généralement utilisés pour le dimensionnement, sans tenir compte de l'influence des gouvernails ni des murs de confinement; les valeurs retenues sont les suivantes:  $m = n = 1$ ,  $a = 2.8$  et  $b = 15.4$ , ce qui donne une valeur de  $c = 0.3$  (Blaauw et Van der Kaa, 1978). Dans cette approche, l'influence d'un confinement latéral assuré par un mur de quai est parfois prise en compte en augmentant de 10 à 40 % la vitesse donnée par l'Équation 4.190. Blokland et Smedes (1996) ont mesuré une vitesse au niveau du fond supérieure de 40 % dans le cas d'un jet formant un angle de  $16^\circ$  avec le mur de quai.

Pour un jet d'hélice perpendiculaire ou oblique par rapport à un talus, les vitesses au-dessus du talus peuvent être estimées à l'aide de l'Équation 4.189. Les vitesses dans le jet sont en fait influencées par la présence du talus. Pour des raisons pratiques, AIPCN (1997) ne tient pas compte de cette influence. Hamill *et al.* (1996) ont découvert que les vitesses au-dessus du talus sont retardées.



Dans le cas d'un jet d'hélice perpendiculaire à un mur de quai (causé notamment par des propulseurs d'étrave ou de poupe; voir la Figure 4.87), la vitesse du courant au niveau du fond devant le mur de quai peut être estimée à l'aide de l'Équation 4.188, valable pour la vitesse le long de l'axe du jet d'hélice. Blokland et Smedes (1996) proposent d'utiliser l'Équation 4.188 avec  $m = 1$ ,  $a = 2.8$  et  $x = \max(x_{pq} + z_p; 2.8 z_p)$ , où  $x_{pq}$  = distance entre l'hélice (ou l'extrémité de la tuyère) et le mur de quai. Si l'hélice ou le propulseur n'est pas proche du mur de quai, la valeur de  $u_{p,fond}$  calculée à l'aide de l'Équation 4.190 ( $n = 1$ ) peut être supérieure à celle de  $u_{p,axes}$  calculée à l'aide de l'Équation 4.188 (voir la Figure 4.87).



**Figure 4.87** Champ d'écoulement généré par un propulseur d'étrave ou de poupe perpendiculaire à un mur de quai

Les vitesses de jets d'hélices ainsi obtenues peuvent être utilisées avec l'Équation 5.226 de la Section 5.2.3.1 pour dimensionner les protections de fond ou de talus en enrochement exposées à l'attaque des jets d'hélices. Cette équation comprend un facteur de turbulence (voir également la Section 4.3.2.5) permettant de tenir compte des degrés de turbulence, étant donné que les vitesses de jets d'hélices données par les Équations 4.187 à 4.190 sont moyennées sur le temps et que la stabilité est déterminée par les vitesses maximales de la turbulence.

Les ouvrages de référence proposent différentes valeurs pour le facteur de turbulence à appliquer dans le cas des jets d'hélices. La valeur du facteur de turbulence doit être choisie en tenant compte de la valeur du coefficient  $c$  de l'Équation 4.190 (donc de  $a$ ,  $b$  et  $m$ ). AIPCN (1987) présente, pour le coefficient de turbulence, une valeur qui peut être convertie en:  $k_t^2 = 5.2$ . Les retours d'expérience sur les dimensionnements ont montré que cette valeur peut servir de référence, tout comme  $c = 0.3$ , dans les cas où les bateaux sont souvent partiellement chargés et où leur position d'amarrage varie. Si l'impact maximal du jet d'hélice est souvent atteint et ce, toujours au même endroit (rouliers et ferries), on recommande d'opter pour les valeurs suivantes:  $k_t^2 = 6$  et  $c = 0.3$ .

On connaît rarement le diamètre de l'hélice. WL/Delft Hydraulics ont établi une relation empirique, donnée par l'Équation 4.191, entre le diamètre de l'hélice,  $D_p$ , et la puissance motrice installée,  $P$  (W); voir également AIPCN (en préparation).

$$D_p = 0.0133 P^{0.365} \quad (4.191)$$

Cette formule est valable pour les hélices principales ainsi que pour les propulseurs d'étrave et de poupe.

Enfin, certains bateaux modernes à double coque, tels que les ferries, sont dotés d'hydrojets puissants situés au niveau de la surface de l'eau. Ces jets génèrent des vitesses d'écoulement bien supérieures, de l'ordre de 25 m/s au niveau de l'orifice de sortie. Parce qu'ils sont situés au niveau de la surface de l'eau, ces jets ont un impact très limité sur le matériau de fond, mais peuvent affecter les talus ou les murs de quais à l'arrière des bateaux. La stabilité du fond est en revanche plus menacée lorsque le bateau recule. Les hydrojets sont alors dirigés vers la proue, mais également vers le fond, suivant un angle d'environ 30° par rapport à l'horizontale. Les vitesses d'écoulement proches du fond peuvent ainsi atteindre environ 10 m/s. La conception des systèmes de protection contre ces hydrojets requiert une attention particulière.

## 4.3.5 Modélisation des niveaux d'eau et des courants

### 4.3.5.1 Modélisation

Les modèles numériques sont des outils indispensables pour résoudre un ensemble d'équations mathématiques relatives aux variables présentant un intérêt. Ces équations représentent de façon schématique les phénomènes physiques sous-jacents. Cette section ne donne qu'un bref aperçu des possibilités offertes par la modélisation des principales conditions hydrauliques. Voir également la Section 5.3, qui traite de la modélisation des interactions hydrauliques plutôt que celles des conditions aux limites. En règle générale, on classe les modèles en fonction du nombre de dimensions qu'ils comportent (p. ex. 1D, 2D ou 3D). Des précisions supplémentaires sont fournies en ajoutant H, V ou T (sens horizontal, sens vertical ou échelle temporelle, respectivement; voir la Section 5.3).

**Les modèles numériques** (aussi appelés **modèles mathématiques**) ne peuvent être élaborés que pour des phénomènes simplifiés et ce, pour plusieurs raisons :

1. La compréhension des processus en jeu est encore partielle et doit être exprimée sous forme d'équations mathématiques.
2. Les coûts induits par le traitement informatique doivent être raisonnables.

L'utilisation d'un **modèle physique** est également limitée, pour les raisons suivantes :

1. Le coût des études de modélisation en limite l'échelle.
2. Il faut utiliser un modèle suffisamment petit avec une échelle temporelle qui permette de réaliser les essais dans le temps imparti à l'ensemble de l'étude.
3. La réduction à l'échelle introduit des effets d'échelle.

Un modèle mathématique est, bien sûr, à l'abri des effets d'échelle ; il ne permet toutefois que de reproduire les phénomènes inclus dans les équations.

### 4.3.5.2 Modélisation numérique des niveaux d'eau et des courants

Les modèles d'écoulement 1D sont généralement efficaces dans le cas des courants moyens au sein de systèmes de courants bien définis caractérisés par des concentrations prononcées de l'écoulement. Toutefois, dans certains cas, il est nécessaire d'avoir recours à des modèles d'écoulement 2D ou 3D. Il faut choisir avec soin le type de schématisation et le mode de calcul afin d'obtenir des résultats réalistes.

Il existe 3 principaux types de modèles permettant de calculer les niveaux d'eau et les vitesses du courant en rivière :

- les modèles courantologiques 2D, qui donnent un courant moyenné sur la profondeur en un point donné ;
- les modèles courantologiques 1D, qui donnent un courant moyenné sur l'intégralité de la section transversale ;
- les modèles hybrides, qui couplent un modèle de chenal en 1D à un modèle de réservoir de stockage situé dans la plaine inondable et calculent les échanges d'eau entre le lit mineur et la plaine inondable, ou dans la plaine inondable elle-même.


La principale précaution est sans aucun doute de veiller à l'exactitude des conditions aux limites sur lesquelles repose le modèle (débits, niveaux d'eau). Les variations spatiales (gradients), notamment, sont critiques dans le cas des modèles visant à résoudre des équations relatives à la morphologie. En règle générale, les conditions aux limites ayant trait aux niveaux d'eau et/ou aux débits doivent être positionnées suffisamment loin de l'ouvrage pour que les perturbations numériques éventuelles s'atténuent avant d'atteindre la zone étudiée. Si cette précaution a pour consé-

quence un modèle aux dimensions excessives, les **modèles emboîtés** constituent alors une solution avantageuse. Le principe des modèles emboîtés est que les conditions aux limites d'un modèle couvrant une zone réduite à maillage fin sont données dans un autre modèle (généralement en 1D), plus grand et situé autour du petit modèle. Le premier modèle, plus grossier, ne contient pas forcément compte du futur ouvrage, qui n'est présent que dans le modèle à maillage fin.

En particulier, dans les cas où l'on s'intéresse à la stabilité des enrochements ou au transport sédimentaire, le modèle détaillé peut être un modèle physique, plutôt qu'un modèle mathématique en 2D ou en 3D.

Le tableau suivant (Tableau 4.18) illustre l'approche adoptée par les ingénieurs pour simuler différents processus, ainsi que les types de modèles employés.

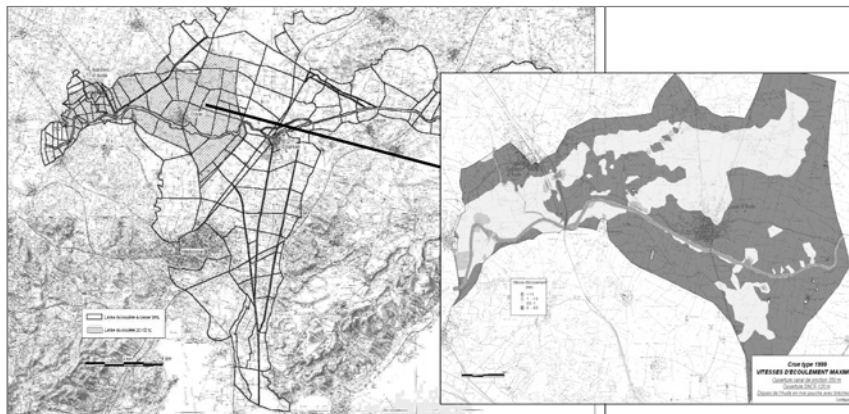
**Tableau 4.18** Champ d'application des modèles de simulation numérique (CETE Méditerranée, 2003)

Bassin versant concerné	Objet de l'étude	Modèle à utiliser
Ligne de partage des eaux  mer	Concentration de l'eau dans les affluents	Modèles hydrologiques
	Écoulement dans les vallées escarpées	Modèles 1D Modèles 1D torrentiels
	Débordement du lit mineur	Modèle 1D
	Zone de stockage des crues	Modèles hybrides, couplant un modèle de chenal 1D à un modèle de réservoir de stockage dans la plaine inondable
	Écoulement dans les plaines inondables où se trouvent des confluences, des affluents, des ouvrages hydrauliques	Modèles 2D ou 3D
	Écoulement en estuaire	Modèle 1D
	Phénomènes des marées, du vent et de la houle	Modèles hybrides Modèles 2D

La zone étudiée et les conditions aux limites associées dépendent de l'objet de la modélisation. Ainsi, une analyse des actions extrêmes (niveaux d'eau, vagues) exercées sur un barrage de fermeture concerne une zone étendue, tandis que lors de la phase finale de la construction, seuls l'écoulement local, la stabilité des enrochements et l'affouillement à proximité immédiate sont importants.

Du fait des vitesses d'écoulement attendues, et notamment du transport sédimentaire (charge en suspension ou de fond), les objectifs de l'étude peuvent ne pas être atteints avec un modèle seulement. Il est alors nécessaire d'utiliser un autre modèle, ce qui pose le problème d'une transition adéquate entre les résultats et du transfert de données.

Lorsque l'on combine un modèle d'écoulement et un modèle morphologique, il faut tenir compte des différentes échelles temporelles des variations de l'écoulement et du fond de la mer/rivière. La modélisation concerne principalement les actions extrêmes, obtenues à partir des statistiques à long terme, et les actions à court terme, utilisées pour planifier les travaux.



**Figure 4.88** Exemple de modèles emboîtés : basses-plaines de l'Aude, France (CETE Méditerranée, 2003)

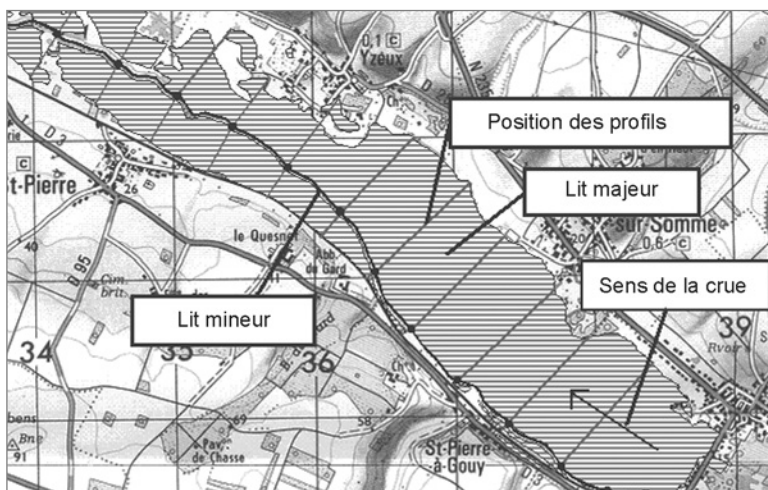
La Figure 4.88 propose un exemple représentant l'utilisation de modèles emboîtés dans le cadre d'une étude des basses-plaines de l'Aude (France).

Les modèles 1D représentent rarement la dynamique complète des ondes de crue, car le sens de l'écoulement reste lié au sens du chenal principal. Dans le cas d'une crue généralisée dans la plaine inondable, l'axe de l'écoulement est dirigé par les talus de la plaine inondable : l'axe a donc tendance à présenter une forme de tresse. C'est la raison pour laquelle les modèles 1D ne sont pas vraiment adaptés dans le cas des crues de **petite** envergure (ni des crues intermédiaires, entre le débit à pleins bords et les crues généralisées qui envahissent toute une vallée) ; ils doivent donc être utilisés avec prudence lorsque la vallée de la rivière n'est pas bien confinée.

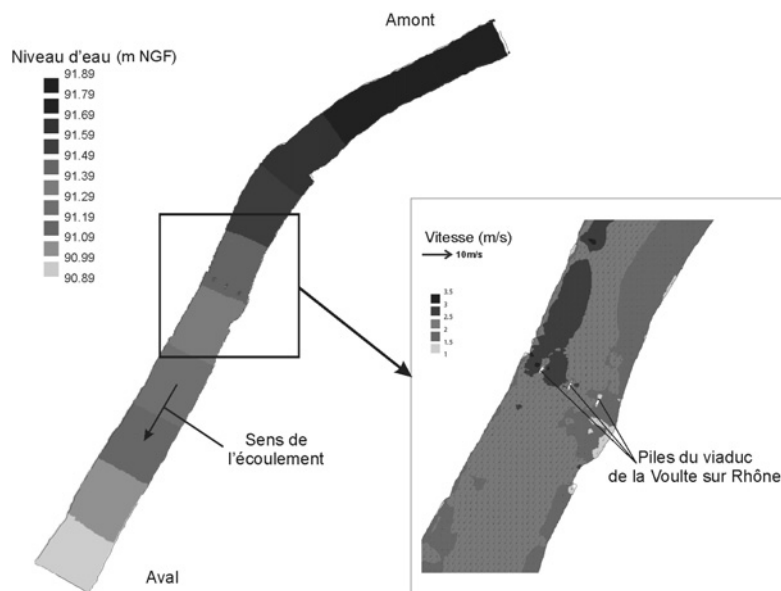
Désormais, les ingénieurs ont de plus en plus recours aux modèles 2D pour simuler les ondes de crue. Ces modèles nécessitent toutefois un calibrage de nombreux coefficients, tels que la rugosité ou la viscosité de l'écoulement. Les modèles de courant en 2DH nécessitent d'entrer des données relatives à la géométrie et à la bathymétrie, ainsi qu'au frottement du fond, notamment dans la plaine inondable, mais aussi des données concernant la nature et la délimitation de la végétation, des cultures et de l'occupation de la plaine inondable. Ils tiennent également compte des géométries et des topographies très complexes.

En présence de levées latérales, la topographie induit des débordements qui remplissent la plaine inondable par des écoulements ne provenant pas du lit mineur. Il arrive même que ces écoulements ne rejoignent jamais le lit mineur. Pour traiter ces cas particuliers, les modèles 2D seront peut être trop sophistiqués. C'est pourquoi les modèles hybrides ont été développés : ils permettent de coupler les modèles de chenaux en 1D et les modèles de réservoirs de stockage des plaines inondables. Ce type de modèle représente la plaine inondable comme une suite de réservoirs de stockage reliés les uns aux autres ou reliés au chenal principal d'une rivière par les lois hydrauliques (p. ex. relations établies entre le débit et la charge hydraulique relative à un déversoir ou à une levée). Cette représentation en réservoirs ne doit être utilisée que dans les zones où les vitesses sont négligeables. Lorsque le champ des vitesses est complexe et/ou non-négligeable, il convient d'utiliser des modèles 2D.

La Figure 4.89 propose un exemple de modèle 1D et la Figure 4.90 propose un exemple de modèle 2D.



**Figure 4.89** Exemple d'application d'un modèle de rivière en 1D ; la Somme (France)



**Figure 4.90** Exemple d'application d'un modèle d'écoulement en 2DH; la Voulte-sur-Rhône (France); (à gauche) niveaux d'eau (à droite) distribution des vitesses

#### 4.3.5.3 Modélisation physique des niveaux d'eau et des courants

La modélisation physique constitue une option importante dans le cas des modèles courantologiques complexes, généralement en 3D, dont les conditions aux limites peuvent être reproduites en laboratoire de façon satisfaisante, malgré leur complexité. On peut citer, à titre de cas classique, les ouvrages exposés à l'action combinée des courants et de la houle, les conditions bathymétriques complexes et les géométries d'ouvrages particulières.

La modélisation physique peut s'avérer particulièrement utile dans un certain nombre de cas :

- en cas d'interférence entre les courants et les vagues, bien que des modèles numériques soient actuellement à l'étude pour couvrir ce type de situation (Yoo *et al.*, 1989);
- lorsqu'il est nécessaire de valider un modèle numérique, ou de le comparer à un modèle physique;
- si un modèle physique peut être fabriqué et utilisé à un coût compétitif par rapport à d'autres options.

#### Modèles distordus

Les modèles d'écoulement présentent généralement un fond fixe. Les modèles réduits sont utilisés pour étudier le champ d'écoulement et les niveaux d'eau actuels et futurs (voir la Figure 4.91). Les modèles réduits dotés d'un fond mobile servent à étudier la morphologie des situations actuelle et future. Il faut faire la distinction entre les modèles d'ensemble (modèles globaux) et les modèles détaillés. Du fait des coûts et de l'espace nécessaire, les modèles globaux sont généralement distordus, ce qui signifie que les échelles horizontale et verticale sont différentes. Ce type de modèle ne permet donc pas d'étudier les phénomènes étroitement liés à la distribution verticale de la vitesse (p. ex. transport de sédiments en suspension). Les modèles détaillés ne doivent pas être distordus; pour limiter leur taille, on fait en sorte qu'ils ne couvrent qu'une zone limitée autour de l'ouvrage, par exemple l'estuaire entourant le site de construction du barrage de fermeture. Les modèles sont le plus souvent utilisés en régime stationnaire, et reproduisent l'occurrence du courant de jusant maximal et du courant de flot maximal. Les modèles de marées sont toutefois possibles, en principe. Pour modéliser un ouvrage hydraulique (p. ex. barrage de fermeture, barrage mobile ou barrage anti-tempête), il faut utiliser un modèle non-distordu car le mouvement de l'eau au niveau de l'ouvrage est de nature tridimensionnelle. Les modèles doivent avoir une échelle suffisamment grande pour éviter tout effet de viscosité.



En règle générale, le facteur d'échelle,  $n_x$ , d'un paramètre est défini comme le rapport  $n_x = X_p/X_m$ , où  $X_p$  représente les valeurs de  $X$  dans la réalité et  $X_m$  les valeurs de  $X$  dans le modèle. Il est donc possible de définir des facteurs d'échelle  $n_L$ ,  $n_h$ ,  $n_C$  et  $n_{Fr}$  pour la longueur, la profondeur, la rugosité et le nombre de Froude, respectivement. Un modèle réduit doté d'un fond fixe utilisé pour modéliser l'écoulement de surface libre est correct s'il satisfait aux exigences suivantes en termes d'échelle :

- le modèle doit présenter un degré de turbulence suffisant (nombre de Reynolds,  $Re \gg 2300$ ) ;
- dans le modèle, le rapport entre l'énergie cinétique et l'énergie potentielle doit être égal au rapport réel, ce qui donne un nombre de Froude similaire dans le modèle physique et dans la réalité, soit  $n_{Fr} = 1$  ;
- le champ d'écoulement du modèle doit être similaire au champ d'écoulement réel. Cela induit une condition de rugosité du lit pour le modèle physique,  $n_C^2 = n_L/n_h = 1$  pour les modèles non-distordus.

S'il faut également modéliser la morphologie, il convient d'utiliser un modèle à fond mobile qui satisfait aux exigences suivantes :

- dans le modèle réduit, les particules du matériau de fond doivent suivre le même cheminement que dans la réalité. Cela donne un modèle réduit non-distordu (échelle horizontale = échelle verticale), soit  $n_L = n_h$  ;
- le modèle et la réalité doivent présenter le même degré de non-linéarité du transport sédimentaire. Cela conduit à une condition d'échelle pour la vitesse d'écoulement du modèle à fond mobile. La condition d'échelle applicable à un modèle à fond mobile prévaut sur la condition applicable au nombre de Froude : dans ce cas,  $n_{Fr} \neq 1$  (mais ne s'écarte pas beaucoup de 1).

Imposer plus d'une similitude à la fois (p. ex. au nombre de Froude et au nombre de Reynolds) nécessite de trouver un compromis. En effet, le modèle présentera inévitablement un certain écart par rapport à une ou plusieurs des exigences d'échelle. Cela génère en principe des effets d'échelle, qui risquent d'induire le concepteur en erreur si celui-ci ne dispose pas de données adéquates concernant l'ampleur et le sens de ces effets d'échelle. Pour maximiser la fiabilité du modèle réduit, il est possible d'optimiser l'évaluation des effets d'échelle à l'aide d'une description mathématique adaptée au problème de l'écoulement ou d'une série d'échelles, suivie d'une comparaison des résultats. L'application de différents facteurs d'échelle permet ensuite d'effectuer une analyse de sensibilité aux effets d'échelle.



**Figure 4.91** Exemple de modèle physique de rivière à un fond mobile

Les difficultés rencontrées lors de la modélisation physique sont souvent liées aux effets d'échelle qui apparaissent lorsque les principales forces mises en jeu dans le processus ne sont pas correctement mises à l'échelle. La plupart des modèles représentant l'écoulement et la houle sont organisés de façon à mettre correctement à l'échelle les principales forces de gravité, représentées par le nombre de Froude,  $U_c / \sqrt{g L_c}$ , dans lequel  $U_c$  et  $L_c$  représentent les vitesses et les dimensions caractéristiques, respectivement. Lorsque ces forces sont en conflit avec d'autres (forces de frottement représentées par le nombre de Reynolds,  $U_c L_c / \nu$ ), il faut procéder à des ajustements en conséquence : dans l'exemple mentionné ici, ces ajustements consisteront à introduire des éléments de frottement supplémentaires à titre de correction.

#### 4.3.5.4 Modélisation hybride des niveaux d'eau et des courants

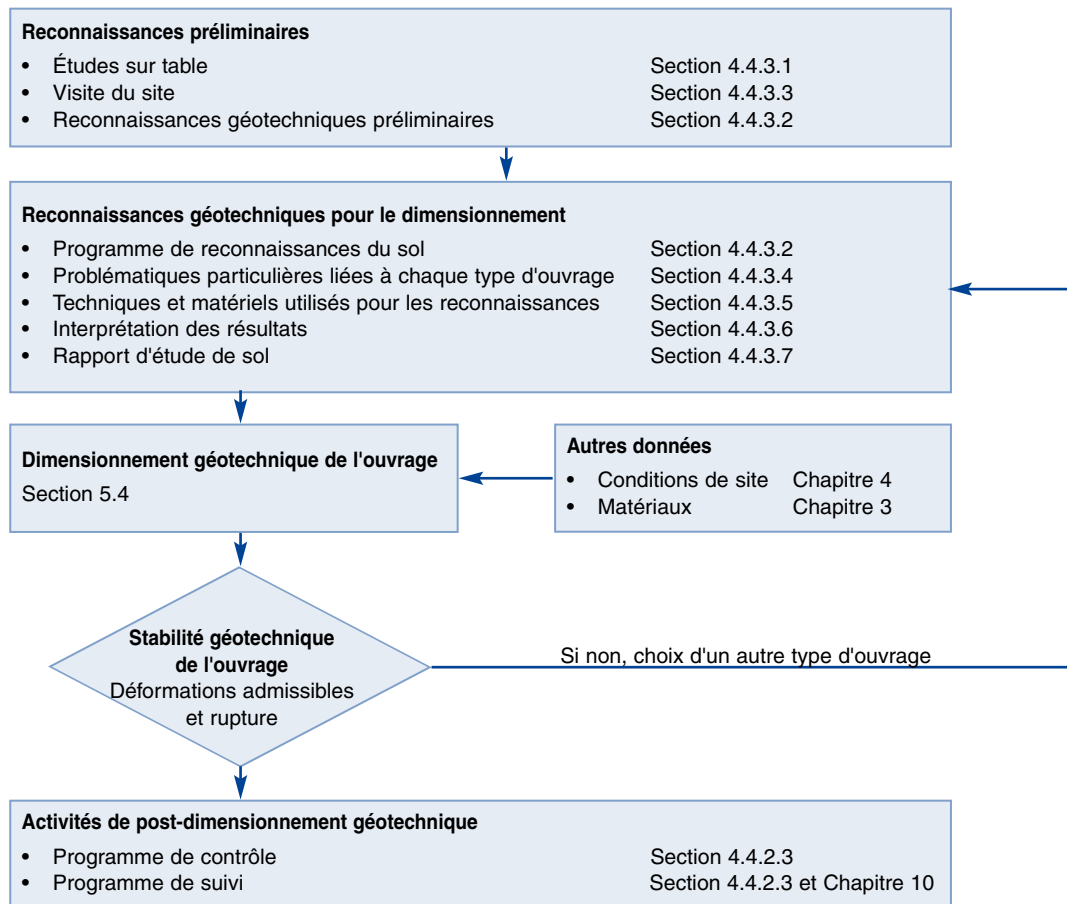
Les paragraphes ci-dessus décrivent les principales méthodes de résolution en présentant certains de leurs avantages et inconvénients. La pratique courante consiste à associer plusieurs approches de modélisation, chacune étant appliquée à une partie spécifique de l'étude. Ainsi, les données *in situ* servent généralement à définir les principaux processus et à valider un modèle prédisant les conditions hydrodynamiques ou la sédimentation qui caractérisent la rivière. La **modélisation hybride** consiste à combiner la modélisation physique et la modélisation numérique. Si ces deux approches sont associées de façon étroitement couplée, permettant ainsi un retour d'expérience entre les modèles, on parle de solution hybride intégrée. En concevant des moyens d'intégrer plusieurs méthodes, le modélisateur peut inclure les effets de nombreux processus qui, sans cela, seraient négligés ou mal modélisés, ce qui améliore la fiabilité et la précision des résultats.

## 4.4 RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES ET COLLECTE DES DONNÉES

Cette section donne un aperçu des objectifs, de l'organisation et des exigences techniques de la collecte de données géotechniques. Elle ne décrit pas en détail les différentes méthodes d'essais existantes, mais se concentre sur les informations que les reconnaissances géotechniques doivent fournir aux étapes successives des études de projet (voir la Section 2.2). Des références bibliographiques sur les reconnaissances géotechniques et les méthodes d'essais sont données à la Section 4.4.4. Cette section énumère également les Eurocodes et les normes adoptées par un certain nombre de pays.

Selon leur fonction, les ouvrages hydrauliques doivent résister à différentes combinaisons d'actions (induites notamment par la gravité, les vagues, les courants, les variations de niveau d'eau, les séismes, les collisions de navires ou encore les actions générées par la glace). L'ouvrage doit être conçu pour résister à ces actions à la fois en conditions d'état-limite de service (ELS) et d'état-limite ultime (ELU) (voir la Section 5.4). Les reconnaissances sont nécessaires pour déterminer les conditions géotechniques du site en vue de la conception, du dimensionnement et de la justification de l'ouvrage, ces différentes étapes standard étant définies dans les Eurocodes. Le diagramme de la Figure 4.92 présente les étapes successives des reconnaissances géotechniques. Il renvoie aux autres sections de ce guide.





**Figure 4.92** Diagramme de la Section 4.4 – Reconnaissances géotechniques et processus de dimensionnement

#### 4.4.1 Objectifs des reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques doivent fournir les informations et les données importantes aux différentes étapes du projet, qui permettront :

- d'identifier et d'évaluer les risques associés au projet;
- de faciliter la conception, le dimensionnement et la justification de l'ouvrage. Cette dernière peut être effectuée de différentes façons : par le calcul, par une modélisation physique ou par des essais de charges *in situ* (voir la Section 5.4);
- de vérifier l'adéquation entre les hypothèses du projet et les caractéristiques réelles du sol.

Les reconnaissances géotechniques visent à établir un modèle géotechnique cohérent du site, comprenant la géométrie du sol et des formations rocheuses, leurs propriétés physiques et mécaniques, ainsi que les conditions piézométriques, elles permettent également de rassembler d'autres données pertinentes sur le site (géologie, géomorphologie, sismicité, hydrologie et hydrogéologie).

#### 4.4.2 Procédures à suivre pour les reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques doivent normalement être effectuées par étapes en fonction des questions soulevées lors de la programmation, des études de projet et de la construction de l'ouvrage. La présente section traite séparément les phases successives suivantes :

- reconnaissances préliminaires;
- reconnaissances de dimensionnement;
- contrôle et suivi.

Le principe est que les résultats obtenus à l'issue de chaque phase sont utilisables pour la suivante. Si l'on effectue simultanément les reconnaissances préliminaires et de dimensionnement, il faut adapter les mesures correspondantes. Il peut être nécessaire de mener des reconnaissances supplémentaires à chacune des phases ci-dessus a) si l'on découvre des caractéristiques du sol inattendues, b) si l'emplacement de l'ouvrage est modifié ou c) si l'on introduit un nouveau type de fondations, qui fait appel à des paramètres du sol spécifiques.

Réduire les incertitudes relatives au terrain, au sol et à la roche permet d'améliorer les économies sur le dimensionnement ou la maintenance.

### 4.4.2.1 **Reconnaisances géotechniques préliminaires**

Les reconnaissances préliminaires doivent fournir les informations nécessaires :

- à l'évaluation de l'adéquation générale du site (notamment de sa stabilité d'ensemble) ;
- à l'évaluation de l'adéquation du site par rapport à d'autres, le cas échéant ;
- à la détermination de l'emplacement le plus approprié pour l'ouvrage ;
- à l'évaluation des effets potentiels de l'ouvrage en projet sur la zone avoisinante (bâtiments, ouvrages et sites voisins) ;
- à l'identification des zones d'emprunt ;
- à la prise en compte des méthodes de fondations et des techniques d'amélioration du sol possibles ;
- à la planification des reconnaissances de dimensionnement et de contrôle (notamment à l'identification de l'étendue de sol susceptible d'exercer une influence significative sur le comportement de l'ouvrage).

Il faut pour cela disposer d'informations et d'estimations concernant :

- les types de sols et de roches, ainsi que leur stratification ou leur structure ;
- la nappe phréatique ou le profil des pressions interstitielles ;
- la résistance et les propriétés de déformation des sols et des roches ;
- le risque de pollution des sols ou de la nappe phréatique, susceptible de nuire à la santé publique ou à l'intégrité de l'ouvrage.

L'étude se déroule généralement de la façon suivante :

- visite du site ;
- études sur table ;
- reconnaissances sur le terrain (mesures géophysiques, nombre limité de forages, d'excavations, d'essais *in situ* et d'essais de laboratoire).

### 4.4.2.2 **Reconnaisances géotechniques en vue du dimensionnement**

Les reconnaissances effectuées en vue du dimensionnement doivent permettre :

- d'obtenir les informations nécessaires à un dimensionnement adéquat des ouvrages temporaires et permanents ;
- de fournir les données nécessaires à la planification de la méthode de construction ;
- d'identifier toute difficulté éventuelle pouvant se produire lors de la construction ;
- et enfin d'effectuer le meilleur choix en termes de conception, de construction et de maintenance.

La géométrie, la structure et les propriétés du sol en jeu ou affecté par l'ouvrage doivent être identifiées de façon fiable avant le début de la phase finale de dimensionnement. Il faut envisager les aspects suivants :

- profil du sol ;
- présence de cavités naturelles ou artificielles ;
- dégradation des roches, des sols ou des matériaux de remplissage ;
- effets hydrologiques ;
- failles, joints et autres discontinuités ;
- fluage des masses de sol et de roches ;
- sols et roches gonflants ou évolutifs ;
- présence de déchets ou de matériaux d'origine anthropique ;
- historique du site et de ses environs.

Le programme doit fournir les informations et les valeurs des caractéristiques requises ; il doit au besoin, comprendre :

- des visites supplémentaires du site ;
- des études sur table supplémentaires ;
- des reconnaissances de terrain supplémentaires, telles que des essais *in situ*, un prélèvement du sol et de la roche, des essais en laboratoire, des mesures piézométriques, des reconnaissances géophysiques supplémentaires et des essais à grande échelle, comme l'explique en détail la Section 4.4.3.4.

#### 4.4.2.3 **Contrôle et suivi**

Lors des travaux de construction, et lors de la phase de service de l'ouvrage, les reconnaissances et mesures doivent permettre de vérifier, le cas échéant, que :

- les hypothèses de dimensionnement sont conformes aux caractéristiques réelles du sol en place ;
- les quantités et les propriétés des matériaux de construction livrés correspondent à celles prévues dans le dimensionnement ;
- les travaux de construction sont réalisés dans le respect des spécifications du projet ;
- l'ouvrage et la zone avoisinante se comportent comme attendu.

Il faut pour cela déterminer les points suivants, selon les cas :

- quantités de matériaux livrés et mis en place ;
- déformations du sol affecté par l'ouvrage ;
- pressions interstitielles ;
- déplacements de l'ouvrage (p. ex. mouvements verticaux ou horizontaux, rotations).

Il convient de prêter une attention particulière aux parties critiques de l'ouvrage ou de la zone qui l'entoure.

Le programme doit comprendre, selon les cas, des vérifications et des essais supplémentaires, notamment :

- vérification du profil du sol au cours des excavations ;
- inspection du fond de fouille ;

- mesures piézométriques ou des pressions interstitielles et de leurs variations;
- mesures du comportement des constructions avoisinantes ou des ouvrages de génie civil situés à proximité;
- mesure du comportement de l'ouvrage lors de la construction.

Au besoin (voir la Section 10.2), le suivi doit être maintenu après l'achèvement des travaux de construction.

### 4.4.3 Éléments clés des reconnaissances géotechniques

#### 4.4.3.1 Études sur table

Les études sur table reposent sur les informations existantes, qui doivent être identifiées, collectées puis analysées. Les sources d'information disponibles sont généralement :

- les cartes locales mises à disposition par les organismes publics;
- les cartes topographiques et bathymétriques, y compris les cartes anciennes qui décrivent les utilisations précédentes du site;
- les cartes géologiques, sismiques, hydrologiques ou géotechniques ainsi que les notices associées;
- les vues aériennes ou par satellite et les reconnaissances géophysiques, ainsi que les interprétations existantes;
- les reconnaissances antérieures effectuées sur le site et sur la zone qui l'entoure, ainsi que l'ensemble des données publiées;
- le retour d'expérience d'autres projets réalisés dans la même région, notamment l'historique des sinistres géotechniques;
- les conditions climatiques locales.

Réalisées de préférence avant de concevoir le programme de reconnaissances du sol, les études sur table doivent parfois être complétées lors de la phase de reconnaissances géotechniques.

#### 4.4.3.2 Études de sol

##### Généralités

L'objectif des reconnaissances du sol est de permettre d'anticiper le type, les dimensions, l'emplacement (au large ou à la côte) et les méthodes de construction de l'ouvrage. Il faut prêter une attention particulière aux sites qui ont déjà été utilisés par le passé, où l'état naturel du sol peut avoir été perturbé (p. ex. réparation ou modernisation de l'ouvrage).

Les reconnaissances du sol comprennent de préférence des reconnaissances *in situ* et des essais en laboratoire :

- des reconnaissances géophysiques (sondage acoustique, imagerie par sonar latéral, élaboration du profil du sous-sol du fond, profil par réfractions sismiques, géoradar, mesure de la résistivité et diagraphie);
- des essais *in situ* (essai de pénétration statique CPT, essai de pénétration statique avec mesure des pressions interstitielles CPTU, essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration dynamique, essai pressiométrique PMT, essai de dilatation DMT, essai de chargement de plaque, essai au scissomètre de chantier et essai de perméabilité);
- des prélèvements des sols et des roches par forage, carottage et excavation, afin de décrire et de tester les échantillons en laboratoire;

- des mesures piézométriques pour caractériser les nappes phréatiques et déterminer le profil des pressions interstitielles et leurs variations;
- des essais de charges *in situ* servant à déterminer par exemple la portance ou le comportement du sol directement sur des prototypes d'éléments d'ouvrage.

#### Programme de reconnaissances du sol

Le programme des études de sol repose sur :

- les résultats des études sur table;
- les observations faites lors des visites du site;
- le(s) type(s) d'ouvrage et les paramètres à prendre en compte dans le dimensionnement;
- l'état d'avancement du projet;
- les compétences, installations et opportunités disponibles pour réaliser ces reconnaissances, ainsi que les coûts associés.

Le programme des études de sol doit comporter :

- un plan de toutes les reconnaissances sur site;
- le type, le nombre et la profondeur de chaque reconnaissance;
- le type, le nombre et la profondeur des échantillons à prélever;
- le type, le nombre et la profondeur des essais en laboratoire;
- le type, le nombre et la profondeur des mesures piézométriques;
- les normes à appliquer;
- le cas échéant, les types d'équipements à utiliser.

Le programme de reconnaissances du sol doit être révisé au fur et à mesure de l'obtention des résultats. En particulier la localisation, le type, la densité et la profondeur des reconnaissances, notamment, doivent être modifiés au besoin pour rendre compte de la complexité, de la variabilité, des caractéristiques, ou autres éléments inattendus du sol sur le site. Si nécessaire, des essais supplémentaires doivent être demandés.

Le choix des essais et des procédures de prélèvement dépend du type de sol que l'on pense trouver au niveau du site étudié. Les procédures ne sont pas les mêmes pour les sols et pour les roches, pour les sols tendres et les sols plus fermes, mais également selon que les reconnaissances s'effectuent par voie terrestre ou nautique. En outre, l'expérience locale peut influencer le choix des résultats d'essais à utiliser pour le dimensionnement (voir les Encadrés 4.15 et 4.16). Le Tableau 4.19 donne des indications concernant l'adéquation des essais *in situ*, des essais en laboratoire et des procédures de prélèvement. Pour plus d'informations, le lecteur peut se reporter à l'Eurocode 7 – partie 2. Lorsque l'on s'attend à observer des cavités souterraines, il est possible d'appliquer des méthodes géophysiques (Fauchard et Potherat, 2004). Lino *et al.* (2000) fournissent des informations détaillées concernant les méthodes de reconnaissances applicables dans le cas des digues fluviales longitudinales et des protections de berges. Fauchard et Mériaux (2004) proposent des informations détaillées et des comparaisons concernant les reconnaissances à effectuer pour ces ouvrages.

La norme française NF P 94-500 présente différents types de reconnaissances ou d'études géotechniques en spécifiant leur contenu.

**Tableau 4.19** Méthodes d'essais in situ et domaines d'application envisagés (d'après Robertson et Campanella ; 1983)

Paramètre du sol	Méthodes géophysiques				Essai in situ				Forages				
	S	ER	EM	N	CPT	CPTU	SPT	FVT	PMT	DMT	Rem.	Non rem	Surv.
Profil du sol	C/B	C/B	C/B	-	A	A	A	B	B	A	A	A	-
Classification	-	-	-	-	B	B	B	B	B	B	A	A	-
Teneur en eau	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	A	A	-
Pressions interstitielles	-	-	-	-	-	A	-	-	B/C	-	-	-	A
Perméabilité	-	-	-	-	-	B	-	-	B	-	C	A	B/C
Masse volumique à sec/humide	-	-	-	A	C	C	C	-	-	-	C	A	-
Indice de masse volumique	-	-	-	-	B	B	B	-	C	C	-	A	-
Angle de frottement interne	-	-	-	-	B/C	B/C	B/C	C	C	C	-	A	-
Cohésion non-drainée	-	-	-	-	B	B	C	A	B	B	-	A	-
Compressibilité	-	-	-	-	B/C	B/C	-	-	C	C	-	A	-
Vitesse de consolidation	-	-	-	-	-	A	-	-	C	-	-	A	C
Tassement par fluage	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	A	-
Module d'élasticité	A	-	-	-	B	B	B/C	A/B	B	B	-	A	-
Contrainte en place	-	-	-	-	C	C	-	C	B	B	-	A	-
Historique des contraintes	-	-	-	-	C	C	C	B	B	B	-	A	-
Courbe contrainte/déformation	-	-	-	-	-	C	-	B	B	C	-	A	-
Potentiel de liquéfaction	-	-	-	-	A/B	A/B	A/B	-	-	-	-	A	-
Type de sol													
Roche dure	A	-	A	A	-	-	-	-	A	-	A	A	C
Roche tendre, till, etc.	A	-	A	A	C	C	C	-	A	C	A	A	A
Gravier	A	B	A	A	B/C	B/C	B	-	B	-	A	C	A
Sable	A	A	A	A	A	A	A	-	B	A	A	A	A
Limon	A	A	A	A	A	A	A/B	B	B	A	A	A	A
Argile	A	A	A	A	A	A	C	A	A	A	A	A	A
Tourbe-matières organiques	C	A	A	A	A	A	C	B	B	A	A	A	A

**Abréviations des méthodes géophysiques:**  
 S: Sismique  
 ER: Résistivité électrique  
 EM: Electro-magnétique  
 N: Nucléaire  
**Abréviations des essais in situ:**  
 CPT: Essai de pénétration statique  
 CPTU: Essai de pénétration statique avec mesure des pressions interstitielles  
 SPT: Essai de pénétration au carotier  
 FVT: Essai au scissomètre de chantier  
 PMT: Essai pressiométrique  
 DMT: Essai de dilatation  
**Abréviations des types de forage:**  
 Rem.: Prélèvement remanié  
 Non rem.: Prélèvement non-remanié  
 Surv.: Puits de surveillance  
**Niveau d'applicabilité:**  
 A: Élevé  
 B: Modéré  
 C: Faible  
 - l'absence de note signifie que la méthode n'est pas adaptée.

### Densité et profondeur des reconnaissances

L'étendue de la zone d'influence géotechnique des ouvrages classiques est connue en conditions homogènes; les publications techniques proposent des règles à ce sujet. Certaines d'entre elles sont présentées ci-dessous. Pour les ouvrages de type non-courant ou ceux présentant une géométrie inhabituelle, il faut déterminer l'étendue de la zone d'influence géotechnique avant de définir le programme de reconnaissances du sol. Cette zone d'influence géotechnique peut être bien plus vaste pour les phénomènes hydrauliques que pour l'analyse de la stabilité ou des tassements. Le programme de reconnaissances du sol et le dimensionnement doivent tenir compte de cette différence.

La plupart des ouvrages traités dans ce guide sont linéaires: leur zone d'influence présente donc une forme allongée et sont sujets à des tassements, des tassements différentiels, des instabilités latérales et aux extrémités et des défauts de portance. Les reconnaissances doivent donc s'effectuer à la fois le long de l'axe et sur les côtés de cette zone allongée.

Les stratégies de reconnaissances du sol reposent sur deux ensembles de règles:

- les règles basées sur la zone d'influence géotechnique d'un ouvrage donné dans des conditions hydrauliques et de sol homogènes;
- les règles permettant d'évaluer l'homogénéité / la variabilité du site étudié.

La densité et la profondeur des reconnaissances du sol dépendent de la structure géotechnique prévue et de la variabilité naturelle du sol. À titre d'exemple, les dépôts observés dans les deltas présentent généralement une variabilité supérieure à celle des couches homogènes d'argile en milieu lacustre ou marin.

Il faut augmenter la densité des reconnaissances autour des discontinuités observées dans le sol.

Le Tableau 4.20 donne les espacements typiques pour les reconnaissances géotechniques. Ces espacements varient en fonction du stade des reconnaissances géotechniques (reconnaissances préliminaires ou effectuées en vue du dimensionnement), des conditions géotechniques supposées, des données nécessaires au dimensionnement, ainsi que du coût et de la durée de chaque type d'essai. Les mesures géophysiques, les essais de pénétration dynamique et statique, les essais de pénétration au carottier et les forages destructifs sont généralement choisis de façon à obtenir un aperçu global des types de sol et de leurs épaisseurs respectives. Les valeurs des paramètres géotechniques utilisés pour le dimensionnement sont ensuite obtenues à partir de prélèvement d'échantillons intacts et d'essais en laboratoire, plus coûteux et plus consommateurs en temps, et par corrélation avec les résultats des essais *in situ*.

Le Tableau 4.21 donne les profondeurs indicatives des reconnaissances (en dessous du point le plus bas des fondations ou du fond de l'excavation); ces valeurs peuvent servir à titre de recommandations.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10



**Tableau 4.20** Règles expérimentales relatives à l'emplacement et à la densité des reconnaissances du sol

Type d'essai ou de technique	Site présentant des conditions du sol homogènes	Site présentant des conditions du sol hétérogènes
<b>Reconnaisances sur site préliminaires</b>		
Mesures géophysiques	Sur l'axe	Sur l'axe et sur les côtés
Essais rapides (CPT, CPTU, DPT, SPT, forage destructif)	À 100 m d'intervalle sur l'axe (2 au minimum)	À 30 m d'intervalle alternativement sur l'axe et sur les côtés
Prélèvement d'échantillons intacts et essais en laboratoire	À 300 m d'intervalle sur l'axe (1 au minimum)	À 300 m d'intervalle sur l'axe (1 au minimum)
Autres essais (MPT, FVT, etc.)	Aucun	Aucun
Mesures piézométriques	Selon le site	Selon le site
<b>Reconnaisances effectuées en vue du dimensionnement</b>		
Levés géophysiques	Aucun	Aucun, sauf besoins particuliers
Essais rapides (CPT, CPTU, DPT, SPT, forage destructif)	À 50 m d'intervalle sur l'axe puis des deux côtés	À 20 m d'intervalle sur l'axe puis des deux côtés
Prélèvement d'échantillons intacts et essais en laboratoire	À 100 m d'intervalle sur l'axe	À 50 m d'intervalle sur l'axe
Autres essais (PMT, FVT, etc.)	Selon le type d'ouvrage	Selon le type d'ouvrage
Mesures piézométriques	Selon le site	Selon le site

**Note 1 :** en environnement maritime difficile, il est possible de réduire le nombre de points utilisés pour les reconnaissances géotechniques.

**Note 2 :** CPT : essai de pénétration statique

CPTU : essai de pénétration statique avec mesure des pressions interstitielles

DPT : essai de pénétration statique et dynamique (voir l'Eurocode 7 – partie 2)

SPT : essai de pénétration au carottier

PMT : essai pressiométrique

FVT : essai au scissomètre de chantier.

**Tableau 4.21** Suggestions de valeurs de profondeur pour les reconnaissances effectuées sous l'ouvrage étudié

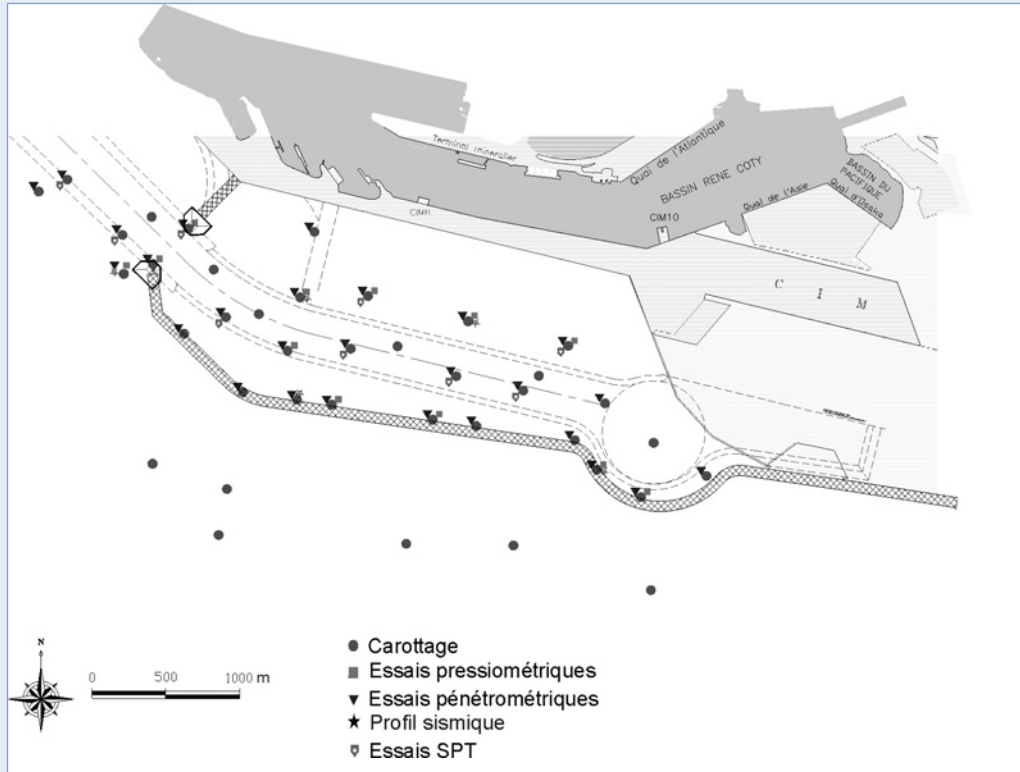
Conditions du sol prévues	Profondeur des reconnaissances	Remarques
Strate de roche homogène	2 m	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dans les roches où l'on soupçonne la présence de cavités, il faut accroître la profondeur des reconnaissances.</li> </ul>
Formations rocheuses indistinctes	5 m	<ul style="list-style-type: none"> <li>En présence de roches solubles, si l'on soupçonne la présence de cavités, il faut accroître la profondeur des reconnaissances. Certains sondages doivent atteindre une profondeur minimale égale à la largeur de l'empreinte au sol de l'ouvrage.</li> </ul>
Dépôts homogènes de particules de sol	Max (5 m; 1.5 b)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Un sondage au moins doit atteindre le substratum rocheux, dans la mesure du possible.</li> <li>Dans le cas des sols tendres, la profondeur des reconnaissances doit être accrue pour atteindre le fond du dépôt de faibles caractéristiques ou jusqu'au niveau en deçà duquel le sol n'a pas d'influence significative sur le comportement des fondations.</li> <li>Si le substratum rocheux est atteint, il doit être étudié de la façon suggérée ci-dessus.</li> </ul>
Dépôts indistincts de particules de sol	Max (5 m; 1.5 b)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Un sondage au moins doit atteindre le substratum rocheux, dans la mesure du possible.</li> <li>Dans des sols mous, la profondeur des reconnaissances doit être accrue pour atteindre le fond du dépôt de faibles caractéristiques le plus bas ou jusqu'au niveau en deçà duquel le sol n'a pas d'influence significative sur le comportement des fondations.</li> <li>Si le substratum rocheux est atteint, il doit être étudié de la façon suggérée ci-dessus.</li> <li>Il faut toujours choisir d'effectuer les reconnaissances à une profondeur accrue lorsque l'on s'attend à observer des conditions géologiques défavorables (p. ex. strate à faibles caractéristiques ou compressible située sous une strate présentant une des caractéristiques supérieures).</li> </ul>

**Note :** b est la largeur de l'empreinte au sol de l'ouvrage (m)

**Encadré 4.15** Exemple de programme de reconnaissances du sol préalable à la construction d'une digue portuaire

Le projet « Port 2000 » a pour objectif de doter la ville du Havre de nouvelles installations portuaires, et comprend notamment la construction d'une digue dans l'estuaire de la Seine.

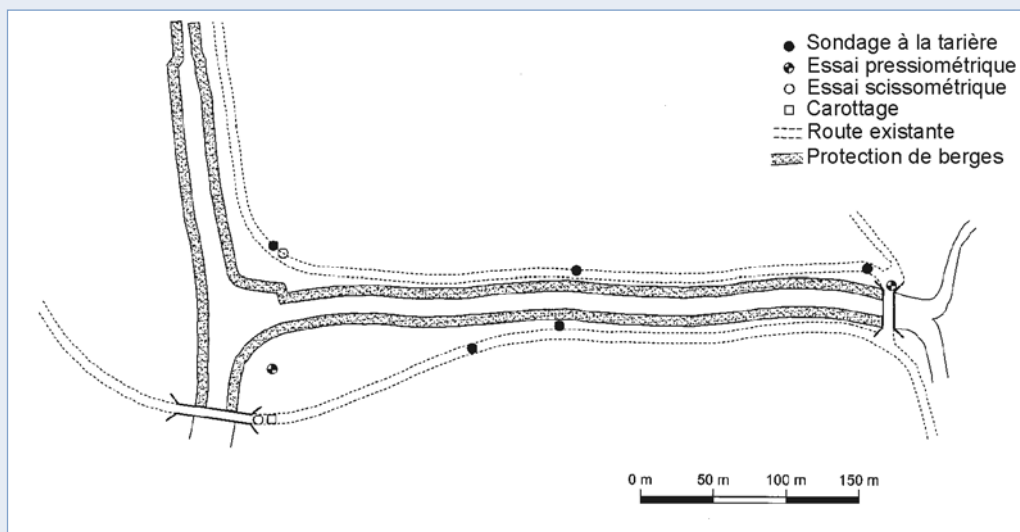
Différentes méthodes géophysiques ont été utilisées avant l'essai de pénétration sur site. La Figure 4.93 représente le plan et la nature des mesures géophysiques, d'essais *in situ* et de forages réalisés. Les résultats des reconnaissances du sol ont été utilisés pour la conception et la construction de la digue portuaire, pour le dragage du chenal et pour la conception et la construction du mur de quai.



**Figure 4.93** Plan d'implantation des essais *in situ*, des forages et des essais géophysiques Le Havre (France)

**Encadré 4.16** Exemple de reconnaissances du sol effectuées pour un projet de voie d'eau

Ce projet prévoyait la modification des berges de la rivière (nouvelle coupe et mise en place d'une protection en enrochement) pour aménager des parkings, des terrains de jeu et permettre le passage de petits bateaux. La Figure 4.94 présente le plan des essais *in situ* réalisés.



**Figure 4.94** Plan des essais *in situ* : projet de voies navigables dans l'ouest de la France

#### 4.4.3.3 Visite du site

La planification et la réalisation des reconnaissances géotechnique ne devraient pas être menées en l'absence d'une visite sur site.

Celle-ci donne une impression générale du site (topographie, géologie et hydrologie), des conditions climatiques locales, de l'état des infrastructures existantes, des risques naturels auxquels la zone est exposée, de l'accessibilité, des zones d'emprunt éventuelles, de l'histoire du site, etc. Dans la mesure du possible, il est préférable de visiter le site dans différentes conditions météorologiques : cela permet de disposer de données utiles concernant les diverses conditions météorologiques affectant le site. La visite du site doit donner lieu à la rédaction d'un rapport assorti de clichés du site, ce rapport faisant lui-même partie intégrante du rapport des reconnaissances géotechniques. Lino *et al.* (2000) donnent en outre des informations concernant l'inspection visuelle des digues fluviales ; ces données sont facilement applicables aux berges.

#### 4.4.3.4 Problèmes particuliers liés à chaque type d'ouvrage

Le Tableau 4.22 donne des informations complémentaires sur les exigences spécifiques aux différents types d'ouvrages et aux conditions du site, applicables aux reconnaissances du sol.

**Tableau 4.22** Exigences à respecter lors des reconnaissances pour les ouvrages traités dans ce guide

Type d'ouvrage	Exigences à respecter lors des reconnaissances en vue du dimensionnement de l'ouvrage	Contraintes et exigences liées aux conditions du site
<b>Ouvrages maritimes</b>		
Digues	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les éléments de couronnement et les revêtements en enrochement doivent faire l'objet d'une attention particulière vis-à-vis des tassements.</li> <li>• La stabilité des pentes et du sol situé sous l'ouvrage doit être évaluée.</li> <li>• Il convient de prêter attention au comportement des ouvrages et des matériaux du sol exposés à des actions cycliques.</li> <li>• L'érosion du sol près de l'ouvrage peut induire des dommages ou une rupture (rupture des pentes, glissement de la carapace, instabilité des fondations).</li> <li>• Il faut surveiller l'érosion notamment à proximité des musoirs.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Présence de matériaux érodables dans les couches de fondation.</li> <li>• Les reconnaissances s'effectuent à l'aide d'équipements flottants : la période à laquelle s'effectue l'étude dépend fortement des marées, de la houle et des conditions de trafic maritime.</li> <li>• Les reconnaissances doivent s'intéresser au dessous et aux côtés de l'ouvrage projeté.</li> </ul>
Ouvrages de protection du littoral	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les revêtements en enrochement doivent faire l'objet d'une attention particulière vis-à-vis des tassements.</li> <li>• La stabilité des pentes et du sol situé sous l'ouvrage doit être évaluée.</li> <li>• Si l'ouvrage fait office de soutènement, il faut déterminer les caractéristiques du sol soutenu et du sol de fondation.</li> <li>• L'érosion de la plage ou du sol côté exposé de l'ouvrage peut induire des dommages ou une rupture de celui-ci (p. ex. effondrement du pied du revêtement en enrochement).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Présence de matériaux érodables devant l'ouvrage.</li> <li>• L'accès au site peut être restreint par les marées et les intempéries.</li> <li>• Les conditions de l'estran (p. ex. matériau mou) peuvent nécessiter d'utiliser des engins flottants pour les reconnaissances.</li> <li>• L'accès au site peut être restreint par des facteurs environnementaux (p. ex. nidification d'oiseaux).</li> <li>• L'accès au site peut être restreint par la navigation (p. ex. présence de mouillages).</li> </ul>
Épis	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les épis en enrochement présentent un risque de tassement le long de leur axe longitudinal.</li> <li>• Érosion le long de l'ouvrage, notamment près de ses extrémités</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Voir Ouvrages de protection du littoral.</li> </ul>

**Tableau 4.22** Exigences à respecter lors des reconnaissances pour les ouvrages traités dans ce guide (suite)

Type d'ouvrage	Exigences à respecter lors des reconnaissances en vue du dimensionnement de l'ouvrage	Contraintes et exigences liées aux conditions du site
<b>Ouvrages de fermeture</b>		
Barrages de fermeture	Lors de l'opération de fermeture : <ul style="list-style-type: none"> <li>Phénomènes d'affouillement dans la passe de fermeture.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Composition des différentes couches de matériaux, allant des couches supérieures au fond de la fosse d'affouillement estimé par calcul.</li> <li>Déterminer la présence/l'absence de couches cohésives.</li> <li>Les reconnaissances doivent couvrir non seulement la passe de fermeture, mais aussi l'extrémité de la protection de fond.</li> </ul>
	Situation finale après fermeture : <ul style="list-style-type: none"> <li>Tassement du sous-sol.</li> <li>Phénomènes de renard sous l'ouvrage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Présence d'une couche molle, compressibilité du matériau.</li> <li>Présence d'un matériau granulaire, perméabilité de ce matériau.</li> <li>Présence de couches horizontales imperméables à une profondeur supérieure.</li> </ul>
Barrages-réservoirs	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tassement du sous-sol.</li> <li>Phénomènes de renard sous l'ouvrage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Voir Barrages de fermeture – situation finale après fermeture.</li> </ul>
<b>Ouvrages fluviaux</b>		
Épis	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fosses d'affouillement le long de l'ouvrage, notamment près du musoir.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Présence de couches érodables dans le lit de la rivière.</li> <li>Les reconnaissances doivent être effectuées perpendiculairement à l'axe de la rivière, à l'aide d'équipements flottants.</li> <li>La période à laquelle les reconnaissances sont effectuées dépend du niveau de la rivière et du débit, des conditions de trafic fluvial, et de facteurs environnementaux.</li> </ul>
Digues longitudinales	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fosses d'affouillement et érosion du lit de la rivière.</li> <li>Tassement du sous-sol et phénomènes de renard sous l'ouvrage.</li> <li>Rupture du talus en cas de vidange rapide ou accidentelle.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Présence de couches érodables dans le lit de la rivière.</li> <li>Les reconnaissances doivent être effectuées en dessous et des deux côtés de la digue ; il faut utiliser des équipements flottants dans le cas des rivières et des chenaux existants.</li> <li>Voir Épis – Période de réalisation des reconnaissances par voie nautique.</li> <li>Pour déterminer la période à laquelle effectuer les reconnaissances par voie terrestre, il faut tenir compte des facteurs environnementaux et des conditions d'accès (p. ex. présence/absence d'une route)</li> <li>Pour les phénomènes de renard, voir Barrages-réservoirs.</li> </ul>
Protection des berges	<ul style="list-style-type: none"> <li>Les fosses d'affouillement ou l'érosion du lit de la rivière peuvent entraîner un glissement du revêtement ou endommager la partie inférieure de la protection du lit.</li> <li>Rupture du talus en cas de vidange rapide ou accidentelle.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Présence de couches érodables dans le lit de la rivière.</li> <li>Les reconnaissances doivent porter sur le lit de la rivière et le dessous des berges, des moyens nautiques sont nécessaires pour les reconnaissances dans le lit.</li> <li>Voir Épis et Digues longitudinales, pour la période à laquelle effectuer les reconnaissances.</li> </ul>

#### 4.4.3.5 **Techniques et matériels utilisés pour les reconnaissances**

La plupart des techniques utilisées pour réaliser les reconnaissances géotechniques en vue de construire des ouvrages hydrauliques sont communes à toutes les études géotechniques, et présentées dans les guides, les recommandations et les normes. Le lecteur trouvera dans ces références des informations techniques concernant les méthodes de reconnaissances et les équipements employés. Quelques publications de référence en la matière sont énumérées ci-dessous (voir la Section 4.4.4).

Les reconnaissances par voie nautique nécessitent des équipements spéciaux (p. ex. bateau hydrographique, chaland ancré, appareil de forage ou plate-forme auto-élevatrice). Le choix des équipements dépend dans une large mesure de la profondeur d'eau, du marnage, de la houle, des courants et de la disponibilité, au niveau local, des engins et des compétences nécessaires. Ce choix a, à son tour, une influence déterminante sur la combinaison optimale des techniques de reconnaissances géotechniques. Le coût d'exploitation de ces équipements représente souvent la majeure partie du coût total des reconnaissances. SIMSG-CT1 (2005) donne davantage d'informations concernant les reconnaissances par voie nautique.

#### 4.4.3.6 **Interprétation des résultats**

L'interprétation des résultats obtenus à l'issue des reconnaissances du sol nécessite une connaissance approfondie des équipements utilisés pour collecter les données et du mode de traitement des échantillons de sol, ainsi que l'expérience de ce type d'appareils et de techniques d'analyse. Il est souvent indispensable de consulter un géologue pour estimer la structure des couches et comprendre l'origine des propriétés du sol observées.

#### 4.4.3.7 **Rapport d'étude de sol**

Ce document présente les informations utilisées pour le dimensionnement géotechnique de l'ouvrage (voir la Section 5.4). Il présente toutes les données géotechniques disponibles, y compris les éléments géologiques pertinents, et comporte une évaluation géotechnique des informations collectées, qui indique les hypothèses utilisées pour interpréter les résultats des essais.

La présentation des données géotechniques comprend un bilan factuel de l'ensemble des essais réalisés *in situ* et en laboratoire, et recense les méthodes utilisées pour effectuer les reconnaissances *in situ* et les essais en laboratoire.

La présentation des données géotechniques doit également préciser les éléments suivants :

- nom des consultants et des sous-traitants ;
- objectif(s) et portée des reconnaissances géotechniques ;
- historique et géologie du site (failles, interprétation des clichés aériens, expérience locale, sismicité de la zone) ;
- procédure utilisée pour le prélèvement, le transport et le stockage des échantillons ; type d'équipement utilisé sur site ;
- tableau indiquant le nombre d'essais réalisés *in situ* et en laboratoire ;
- compilation des coupes de sondage, comprenant des clichés des carottes et une description du sous-sol basée sur les comptes rendus réalisés *in situ* ;
- date des opérations de reconnaissances du sol ;
- reconnaissances sur site de la zone dans son ensemble, axées notamment sur le comportement des ouvrages voisins, les parties exposées de la carrière et les aires d'emprunt, les zones d'instabilité et les difficultés rencontrées lors de l'excavation.

#### 4.4.4 Bibliographie

La section ci-dessous est un recueil de guides et de publications, de recommandations et de normes à consulter pour plus d'informations.

##### Guides et publications

Dunnicliff, J (1994) *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*, John Wiley & Sons Inc, 608 p.

Hawkins, A B *et al.* (ed) (1985) *Site investigations practice*, Proc 20th Reg Mtg Eng Group Geol Soc

Power, P T et Paysly, J M (1986) The collection, interpretation and presentation of geotechnical data for marine pipeline projects, *Oceanology*, 301-4, Graham and Tratman, Londres

Van den Berg, H.J. (1987). In-situ Testing of Soils. Ch. 25. Dans : *Ground Engineering Reference Book* (F.G. Bell, ed). Butterworth, Londres

Van den Berg, H.J. 1987. Laboratory Testing of Soils. Ch. 20. Dans : *Ground Engineering Reference Book* (F.G. Bell, ed). Butterworth, Londres

##### Recommandations

Engineer Manuals (EM) de l'U.S. Army Corps of Engineers :

EM 1110-1-1804 *Geotechnical Investigation* Janvier 2001

EM 1110-1-1802 *Geophysical Exploration for Engineering and Environmental Investigations* Août 1995

EM 1110-2-1906 *Laboratory Soils Testing* Août 1986

EM 1110-2-1907 *Soil Sampling* 1972

SIMSG-CT1, 2005 "Geotechnical investigations for offshore and nearshore developments" [www.issmge.org](http://www.issmge.org) – Comités techniques - CT1 – Normes européennes (en préparation) sur les comptes rendus de reconnaissances du sol

##### Eurocodes

Eurocode 7 "Calcul géotechnique" (EN 1997-1 et EN 1997-2). Idem, Partie 2: Calcul sur la base d'essais de laboratoire et d'essais *in situ* CDoc.N368, Dec 2002.

##### Normes européennes

NF EN ISO 22475 *Méthodes de prélèvement et mesurages piézométriques* Mars 2007

EN ISO 22476-1 *Essai de pénétration statique* (en préparation)

NF EN ISO 22476-2 *Essai de pénétration dynamique* Juillet 2005

NF EN ISO 22476-3 *Essai de pénétration au carottier* Juillet 2005

EN ISO 22476-4 *Essai pressiométrique Ménard* (en préparation)

EN ISO 22476-5 *Essai avec dilatomètre flexible* (en préparation)

EN ISO 22476-6 *Essai pressiométrique autoforeur* (en préparation)

EN ISO 22476-7 *Essai au dilatomètre rigide diamétral* (en préparation)

EN ISO 22476-8 *Essai pressiométrique* (en préparation)

EN ISO 22476-9 *Essai au scissomètre de chantier* (en préparation)

- EN ISO 22476-10 *Essai de sondage par poids* (en préparation)
- EN ISO 22476-11 *Essai au dilatomètre plat* (en préparation)
- EN ISO 22476-12 *Essai de pénétration statique au cône à pointe mécanique* (en préparation)
- EN ISO 22476-13 *Essai de chargement de plaque* (en préparation)
- EN ISO 22476-14 *Essai de pompage* (en préparation)
- XP CEN ISO/TS 17892-1: *Détermination de la teneur en eau* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-2: *Détermination de la masse volumique d'un sol fin* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-3: *Détermination de la masse volumique des particules solides - Méthode du pycnomètre* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-4: *Détermination de la distribution granulométrique des particules* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-5: *Essai de chargement par paliers à l'oedomètre* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-6: *Essai de pénétration de cône* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-7: *Essai de compression uniaxiale sur des sols fins* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-8: *Essai triaxial non-consolidé non-drainé* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-9: *Essai en compression à l'appareil triaxial sur sols saturés consolidés* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-10: *Essai de cisaillement direct* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-11: *Détermination de perméabilité à charge constante et à charge variable décroissante* Août 2005
- XP CEN ISO/TS 17892-12: *Détermination des limites d'Atterberg* Août 2005

#### **Normes américaines**

ASTM (2002). Soil and Rock (1). Annual Book of ASTM, Volume 04.08, D420-D5779

#### **Normes britanniques**

BSI (1990), BS 5930 : *Code of practice for site investigation*

BSI (1990), BS 1377 : *Methods of tests for soil for civil engineering purposes*

#### **Normes néerlandaises**

NEN 3680, 5106, 5107, 5108, 5119 & 5120. *Normen voor terreinproeven*

NEN 5117 & 5118. *Normen voor laboratoriumproeven*

#### **Normes françaises**

NF P 94-500: *Missions géotechniques – Classifications et spécifications* Décembre 2006.

NF P 94-040: *Méthode simplifiée d'identification de la fraction 0/50 mm d'un matériau grenu - Détermination de la granulométrie et de la valeur de bleu* Octobre 1993

NF P 94-049 et NF P 94-050: *Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux* Février 1996

NF P 94-051 et NF P 94-052: *Détermination des limites d'Atterberg* Mars 1993

NF P 94-053: *Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire* Octobre 1991

NF P 94-054: *Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau* Octobre 1991



- NF P 94-059: *Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents* Novembre 2000
- NF P 94-064: *Masse volumique sèche d'un élément de roche* Novembre 1993
- NF P 94-056 et NF P 94-057: *Analyse granulométrique* Mars 1996 et Mai 1992
- NF P 94-068: *Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux* Octobre 1998
- NF P 94-070 et NF P 94-074: *Essai à l'appareil triaxial de révolution* Octobre 1994
- NF P 94-071: *Essai de cisaillement rectiligne à la boîte* Août 1994
- NF P 94-072: *Essai scissométrique en laboratoire* Septembre 1995
- NF P 94-077: *Essai de compression uniaxiale* Décembre 1997
- NF P 94-061 et NF P 94-062: *Détermination de la masse volumique d'un matériau en place courant* 1996 et Août 1997
- NF P 94-110: *Essai pressiométrique Ménard* Janvier 2000
- NF P 94-112: *Essai scissométrique en place* Novembre 1991
- NF P 94-113: *Essai de pénétration statique* Octobre 1996
- NF P 94-114 et NF P 94-115: *Essai de pénétration dynamique* Décembre 1990
- NF P 94-116: *Essai de pénétration au carottier* Octobre 1991
- NF P 94-119: *Essai au piézocône* Décembre 1995
- NF P 94-130: *Essai de pompage* Avril 2000
- NF P 94-131: *Essai d'eau Lugeon* Septembre 1994
- NF P 94-132: *Essai d'eau Lefranc* Octobre 2000
- NF P 94-157: *Mesures piézométriques* Mars 1996

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

## 4.5 CONDITIONS LIÉES À LA GLACE

### 4.5.1 Introduction

Pour résoudre les différents problèmes d'interactions entre la glace et les ouvrages de génie civil, il faut connaître les conditions liées à la présence de glace. La présente section et la Section 5.2.4 fournissent les données de base nécessaires pour pouvoir aborder ce point à une étape précoce de la conception. Ces sections proposent, à titre d'exemples, les scénarios, les dimensions et l'action de la glace couramment observés. La présente section définit les conditions associées à la glace, tandis que la Section 5.2.4 propose une évaluation des cas de charge liés à la glace.

Le code canadien relatif aux ouvrages offshores (Code for Offshore Structures - CSA-S471-92, 1992) souligne la nécessité de déterminer quelles sont les conditions physiques associées à chaque phase de la vie de l'ouvrage. Les actions liées au site et leurs effets (vent, houle, courants, glace) doivent être déterminés conformément à cette norme.

Au cours des dernières décennies, l'étude des mécanismes de la glace a été stimulée par la nécessité de faire fonctionner des systèmes dans des zones froides situées au large, où la glace joue un rôle important, voire prédominant. La plupart des interactions observées entre la glace et les ouvrages sont situées au large. La présente section s'intéresse donc en premier lieu à la glace présente en mer, et en second lieu la glace observée sur les lacs et les rivières.

### 4.5.2 Formation de la glace

Polymorphe, la glace qui se forme aux conditions atmosphériques est plus légère que l'eau (contrairement à la plupart des solides), ce qui signifie qu'elle flotte sur l'eau. La couche de glace flottante a un effet isolant, si bien que la formation de la glace ralentit au fur et à mesure que cette couche s'épaissit. En fait, la couche de glace dite cristallique (glace qui se forme la première année) mesure rarement plus de 2.5 m d'épaisseur environ, même dans le Grand Nord (Croasdale, 1984).

La glace ordinaire (glace présente en mer, sur les lacs ou sur les rivières) présente une symétrie cristallographique hexagonale. Les cristaux ou grains de glace peuvent être de diverses formes; leurs dimensions varient généralement de 1 mm à plusieurs cm. La structure de la glace est en outre rendue plus complexe encore par la présence d'impuretés (sous forme de sels), d'air ou de gaz. À la température normale de la glace présente en mer, les inclusions d'eau salée ne gèlent pas et créent des points de faiblesse supplémentaires. La glace vieille de plusieurs années est plus résistante que la glace de première année du fait des cycles de gel/dégel et du processus de consolidation. Les propriétés mécaniques de la glace de mer dépendent de plusieurs facteurs:

- la structure cristalline de la glace;
- la température;
- le volume d'eau salée contenu dans la glace;
- la vitesse de déformation de la glace.

La formation de glace peut être estimée à partir des températures; cette approche est généralement désignée par la *méthode des degrés-jours de gel*. Cette approche, qui doit être calibrée en fonction des conditions spécifiques à la zone, s'est avérée très utile pour générer, à partir de l'historique des températures, des statistiques relatives à l'épaisseur de la glace.

### 4.5.3 Différentes formes de la glace

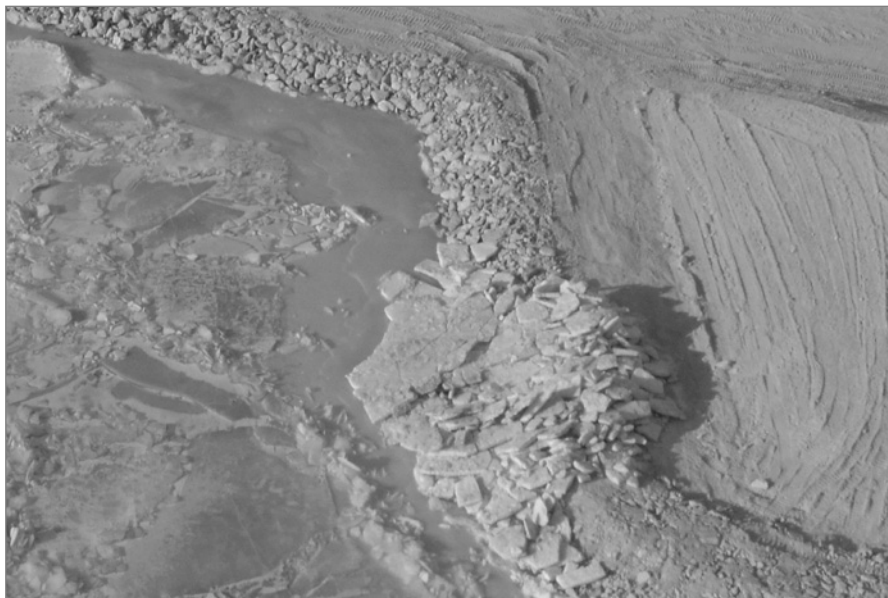
La glace peut se présenter sous forme de *glace cristallique*, d'*empilements de glace*, d'*amoncellement de moellons de glace*, de *banquises côtières* ou d'*icebergs*, comme l'expliquent les points ci-dessous:

- la *glace cristallique* peut être rase ou empilée (la glace empilée résultant d'un glissement d'une plaque de glace sur une autre, les deux plaques étant ensuite gelées ensemble). La glace empilée peut être deux fois plus épaisse (voire plus) que la glace rase ;
- l'*empilement de glace* se forme sous l'effet de la pression de la glace induite par les forces de traînée du vent et du courant agissant sur les plaques de glace mobiles. La rencontre de deux plaques de glace entraîne la formation d'empilements. Ceux-ci sont généralement considérés comme des éléments linéaires. Les blocs de glace accumulés forment un empilement présentant une crête de blocs peu consolidés et une quille composée de blocs consolidés et de blocs non-consolidés. Le rapport entre la hauteur de crête et la profondeur de la quille d'un empilement est généralement de 1/3 à 1/4.5 (Machemehl, 1990). Lorsque les empilements s'étendent de tous les côtés, on les appelle le plus souvent *moellons de glace* ;
- outre le cas évoqué ci-dessus, les *moellons de glace* se forment parfois autour d'objets échoués ; on parle alors souvent d'empilements littoraux. Les forces, la formation et l'échouage des moellons sont traités dans Kry (1980) ;
- la glace située à proximité de la côte peut un jour être reliée à la côte : on l'appelle alors *banquise côtière*. Bien que la glace qui forme la banquise côtière soit, par définition, immobile, on observe souvent des mouvements cycliques de plusieurs mètres par jour, et des mouvements importants de 100 m/h, induits par des tempêtes, ont même parfois été enregistrés (Spedding, 1983). Entre la banquise côtière et la glace mobile se trouve une zone de transition caractérisée par un empilement important sous l'effet de la pression. Certaines glaces empilées peuvent s'échouer, et parfois même affouiller le fond de la mer. L'affouillement du fond sous l'effet de la glace peut être important, selon les propriétés du sol ;
- la calotte glaciaire du Groënland constitue la principale source d'*icebergs*. Ceux-ci peuvent atteindre une masse de plusieurs millions de tonnes, et dérivent, poussés principalement par le courant (Gerwick, 1990). Leur déplacement atteint souvent 20 km / jour. Les îles de glace sont des icebergs tabulaires qui se sont détachés.

On parle d'*envahissement par la glace* lorsque la glace remonte sur la surface d'une île ou au-dessus d'une digue. Il peut prendre deux formes : la remontée de la glace (voir la Figure 4.95) et l'amoncellement de glace.

- la *remontée de la glace* est un phénomène rare, observé uniquement en présence d'une épaisse couche de glace, et de côte et d'ouvrage à surfaces lisses, à faibles revanches et à talus peu inclinés. La remontée de la glace peut être évitée en augmentant la revanche, en optant pour des talus plus inclinés et des surfaces plus rugueuses, notamment, afin de bloquer la glace et de provoquer son amoncellement ;
- l'*amoncellement de la glace* peut être induit par toutes les géométries de côtes, à l'exception des plages planes et lisses, des blocs de béton massifs et des murs de palplanches. Les îles présentant un talus plus raide, notamment celles construites en enrochement naturel, favorisent l'amoncellement de la glace plutôt que sa remontée. Dans ce cas, il faut aménager un périmètre réservé à l'envahissement de la glace. Aucune installation ne doit être construite dans cette zone.

Le rapport de Kovacs et Sodhi (1980) présente des observations approfondies relatives à l'amoncellement et à la remontée de la glace sur les côtes qui bordent la Mer de Beaufort. Cet ouvrage recense des amoncellements de glace s'étendant jusqu'à 40 m à l'intérieur des terres, la distance depuis la mer la plus couramment observée étant toutefois d'environ 10 m. La surface de ces amoncellements était inclinée selon un angle de 30 à 45°. Les amoncellements sont considérés comme hauts lorsqu'ils atteignent 10 m, bien que l'on recense des amoncellements de 20 m. Les moellons de glace qui constituent les amoncellements présentent une longueur 1 à 5 fois supérieure à l'épaisseur de glace, et sont généralement constitués d'une couche de glace épaisse de moins d'1 m. Pour induire une remontée de la glace, les forces motrices (vent, courant ou dilatation thermique) doivent par ailleurs être suffisantes pour surmonter la résistance de frottement, de rabotage et de blocage. Toute hausse du niveau d'eau réduit considérablement les forces nécessaires pour initier un mouvement de la glace sur la côte. On a observé des remontées de glace sur une distance de plus de 100 m.



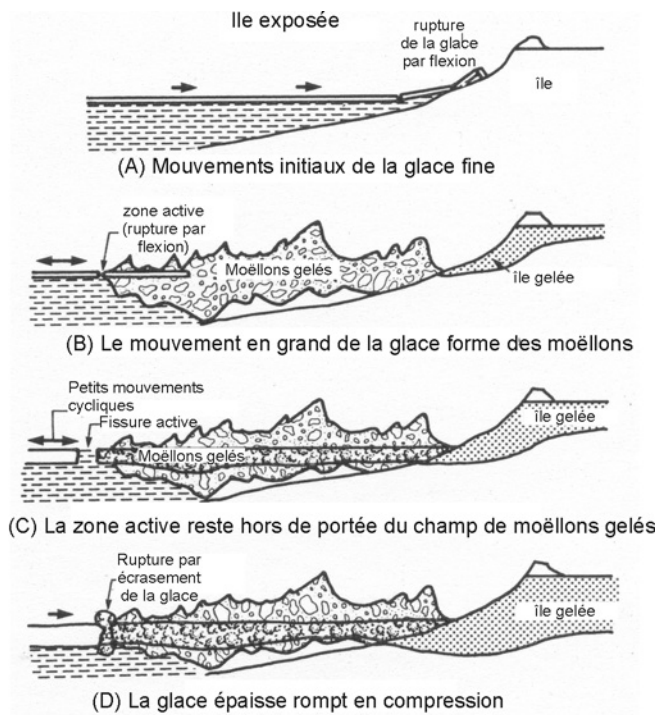
**Figure 4.95** Remontée de glace classique en mer Caspienne (source : H. Lengkeek)

#### 4.5.4 Action caractéristique de la glace de l'année

Les interactions entre la glace de l'année et les talus en enrochement consistent en une action globale de la glace assez modérée au niveau de la surface de la glace (voir la Figure 4.96 (A)). En effet, les fines couches de glace ne présentent aucune capacité de flexion.

Puis, suite aux mouvements de la glace fine contre l'ouvrage à nu, des moellons de glace échoués se forment sur le côté exposé (voir la Figure 4.96(B)). L'expérience et les calculs montrent que les moellons de glace échoués présentent généralement une telle résistance au glissement sur une berme inclinée que les plans de rupture potentiels de l'ouvrage se situent à un niveau plus bas, où le talus présente une résistance accrue. Les moellons exercent en effet une action verticale, et la force qui en résulte est une combinaison d'actions horizontales et verticales. Le plan de rupture présente donc une géométrie différente, et se situe à un niveau plus profond que pour une action purement horizontale. Au fur et à mesure que le champ de moellons s'étend et s'échoue davantage, lui seul peut résister à une grande partie des forces exercées par la glace. La présence de moellons de glace devant un ouvrage augmente la résistance totale au glissement, du fait de l'accroissement du poids et de la zone de résistance (voir la Figure 4.96(C)). Il arrive, mais rarement, que la couche de glace recongelée s'étende de son bord externe à l'île. À ce stade, le mouvement de l'épaisse couche de glace contre les moellons recongelés risque d'induire une rupture par écrasement dans la zone active, comme l'illustre la Figure 4.96(D). Si de nouveaux moellons viennent en permanence s'ajouter au champ existant, la zone active ne gèle pas et la transmission de l'action n'est pas la même.

Dès lors qu'un champ de moellons se forme autour des ouvrages, l'expérience montre que la remontée de la glace sur les moellons, puis sur l'ouvrage, est peu probable. Au printemps, lorsque la glace se brise, de grosses plaques de glace épaisses sont déplacées par le vent et les courants. Il arrive, mais rarement, que l'on observe une remontée de la glace sur l'île si aucun champ de glace ne s'est formé autour de celle-ci.



**Figure 4.96** Action classique de la glace de l'année sur des plages inclinées (d'après Croasdale et Marcellus, 1978)

#### 4.5.5 Collecte des données

Pour être sûre et rentable, la construction d'un ouvrage offshore en zone froide nécessite une collecte de données appropriée. Il faut identifier et tenir compte de l'ensemble des paramètres environnementaux qui influencent la conception des ouvrages construits au large en zone froide, et notamment :

- les *paramètres météorologiques* : vent, air, température de l'eau, précipitations, visibilité ;
- les *paramètres océanographiques* : vagues, courants, marées et surcotes, niveaux d'eau. Les courants et le vent déterminent en effet le sens dans lequel s'exerce la poussée de la glace. La marée et le niveau d'eau influencent quant à eux le point d'attaque de la glace sur l'ouvrage ;
- les *caractéristiques de la glace* : couverture de glace, mouvement, formes, géométrie, propriétés et résistance de la glace ;
- les *conditions géotechniques* : matériaux de fondation, topographie du fond de la mer, gougeage de la glace, pergélisol. En effet, non seulement la glace glisse à la surface de l'eau, mais également sur l'ouvrage et sous l'eau. Le fond de la mer peut ainsi être exposé à de fortes actions au niveau du bas de l'empilement de glace, notamment lorsque celui-ci se déplace lors d'une tempête et lorsque le fond de la mer est gougé par la glace. Les conduites, la protection de pied, les géotextiles et les bermes peuvent alors être sévèrement endommagés.

Les données nécessaires à la conception sont généralement obtenues dans le cadre de programmes de recherche *in situ* spécialement conçus pour étudier les paramètres liés à la glace ; ces programmes tiennent compte des caractéristiques de la glace dans la zone étudiée ainsi que du type d'ouvrage à bâtir. Ces données (température, vitesse du vent, etc.) proviennent des sources d'information régionales et des ouvrages de référence. Certains paramètres liés à la glace (p. ex. épaisseur et dérivation) peuvent être déterminés indirectement à partir des données historiques, telles que les relevés de température et de vent des stations météorologiques ; il est toutefois recommandé de calibrer ces valeurs pour s'adapter aux conditions régionales. Les données collectées doivent concerner plusieurs années, de façon à pouvoir en déduire des distributions probabilistes. Puisque la plupart des codes imposent une approche basée sur une évaluation des risques, il faut spécifier le degré de probabilité approprié de chaque événement de dimensionne-

ment (p. ex. événement centennial). Les points ci-dessous présentent les mesures *in situ* spécifiques à effectuer pour déterminer les paramètres de la glace :

- la *formation de la glace* peut être évaluée en mesurant l'épaisseur de la glace rase à l'aide d'une tarière, puis en corrélant les résultats obtenus avec les relevés de température ;
- la *dérive de la glace flottante* peut être déterminée à l'aide de dispositifs de transmission par GPS fixés sur la glace. La position déterminée par GPS est alors transmise par satellite à une station réceptrice. Le mouvement de la glace peut également être évalué à l'aide d'une séquence d'images par satellite ;
- la *présence de glace empilée ou de glace rase* peut être déterminée en analysant la glace à l'aide d'un radar à pénétration dans le sol déployé depuis un hélicoptère et par une mesure sur-glace en vue du calibrage ;
- la *résistance de la glace à échelle réelle* peut être déterminée par des essais d'indentation sur toute l'épaisseur et des essais de flexion. Les résultats obtenus doivent parfois être interprétés par des experts. Il est également possible d'avoir recours à des essais à indice (p. ex. essais de compression à échelle réduite et essais au dilatomètre), qui nécessitent également l'avis d'un expert ;
- les profils de *température* dans l'épaisseur de la couche de glace et les profils de salinité peuvent également permettre d'évaluer la résistance de la glace, en s'appuyant sur les algorithmes classiques proposés dans les ouvrages de référence (Thomas et Dieckmann, 2003) ;
- les mécanismes d'*interaction de la glace* et les caractéristiques de rupture de la glace sur les talus en enrochement peuvent être évalués à l'aide d'une caméra vidéo à distance ;
- le *mouvement des enrochements individuels* peut être déterminé en marquant chaque élément et en effectuant des analyses avant et après interaction avec la glace ;
- le meilleur moyen de mesurer les *fosses* et les *zones de gougeage* du fond de la mer consiste à utiliser l'imagerie par sonar latéral et des profilomètres déployés depuis un bateau hydrographique au printemps, immédiatement après la fonte des glaces. Ces mesures peuvent également s'effectuer sur la glace, en hiver. Il faut élaborer des statistiques concernant le gougeage de la glace, la profondeur et la fréquence des fosses (notamment au niveau des conduites enfouies à proximité des ouvrages en enrochement). En eau très peu profonde, les zones de gougeage peuvent être détectées visuellement depuis un hélicoptère volant près de la surface de l'eau.

## 4.6 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abraham, G, Karelse, M et Van Os, A G (1979). "On the magnitude of interfacial shear of sub-critical stratified flows in relation to interfacial stability". *J Hydraulic Research*, vol 17, no 4, pp 273–284

Ackers, P (1958). *Resistance of fluids flowing in channel and pipes*. Hydraulics Research Paper no 1, HMSO, Londres

Ackers, P (1982). "Meandering channels and the influence of bed materials". Dans : R D Hey, J C Bathurst et C R Thorne (eds), *Gravel river beds*. John Wiley & Sons, Chichester, pp 389–414

Ackers, P et Charlton, F G (1970). "Meander geometry arising from varying flows". *J Hydrology*, vol 11, no 3, pp 230–252

Ackers, P, White, W R, Perkins, J A et Harrison, A J M (1978). *Weirs and flumes for flow measurement*. John Wiley & Sons, Chichester (ISBN 0 47199 637 8)

AIPCN (1987). "Recommandations pour le dimensionnement et la construction des revêtements souples incorporant des géotextiles pour les voies de navigation intérieures". Supplément du *Bulletin* no 57, rapport du InCom GT04, AIPCN, Bruxelles



- AIPCN (1997). “Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls (non traduit)”. Supplément du *Bulletin* no 96, rapport du MarCom GT22, AIPCN, Bruxelles
- AIPCN (en préparation). “Guidelines for port constructions, related to bowthrusters (non traduit)”. Rapport du MarCom GT48, AIPCN, Bruxelles
- AIRH et AIPCN (1986). Paramètres des états de mer. Supplément du Bulletin no 52, Bruxelles, 25 pp
- Alves, J H G M, Banner, M L et Young, I R (2003). “Revisiting the Pierson-Moskowitz asymptotic limits for fully developed wind waves”. *J Phys Oceanogr*, vol 33, pp 1301–1323
- American Petroleum Institute (1993). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – load and resistance factor design*, 1st edn. RP2A-LRFD, API, Washington DC
- Andrews, E D (1980). “Effective and bankfull discharges of streams in the Yampa river basin, Colorado et Wyoming”. *J Hydrology*, no 46, pp 311–330
- Aono, T et Goto, C (1995). “On the characteristics of one-dimensional spectra and nondimensional parameters of wind waves”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 24th int conf coastal engg, Kobe*, 23–28 Oct 1994. ASCE, New York, vol 2, pp 12-26
- Aristaghes, C et Aristaghes, P (1985). *Théories de la houle, houle réelle, propagation de la houle*. PM 85.1, STCPMVN, Compiègne, France, 175 pp
- ASTM (2002). “Soil et rock” (1). Dans: *Annual book of ASTM*. ASTM, vol 04.08, D420–D5779
- Banner, M L (1990). “Equilibrium spectra of wind waves”. *J Phys Oceanogr*, vol 20, pp 966–984
- Battjes, J A (1974). *Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind generated waves*. Report 74-2, Comm on Hydraulics, Dept of Civil Engrs, Univ of Technology, Delft
- Battjes, J A et Groenendijk, H W (2000). “Wave height distributions on shallow foreshores”. *Coastal Engg*, vol 40, no 3, pp 161–182
- Battjes, J A, Zitman et T J, Holthuijsen, L H (1987). “A re-analysis of the spectra observed in JONSWAP”. *J Phys Oceanogr*, vol 17, pp 1288–1295
- Benoit, M, Frigaard, P et Schäffer, H A (1997b). “Analyzing multidirectional wave spectra: a tentative classification of available methods”. Dans: *Proc IAHR seminar on multidirectional waves and their interactions with structures, San Francisco*, pp 131–158
- Benoit, M, Luck, M, Chevalier, C et Bêlorgey, M (2003). “Near-bottom kinematics of shoaling et breaking waves: experimental investigation and numerical prediction”. Dans: J McKee-Smith (ed), *Proc 28th int conf coastal engg, Cardiff, 7–12 Juillet 2002*. World Scientific, pp 306–318
- Benoit, M, Marcos, F et Becq, F (1997a). “Development of a third generation shallow water wave model with unstructured spatial meshing”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 25th int conf coastal engg, Orlando, FL, 2–6 Septembre 1996*. ASCE, New York, pp 465–478
- Berkhoff, J C W (1972). “Computation of combined refraction-diffraction”. Dans: *Proc 13th int conf coastal engg, Vancouver*. ASCE, New York, pp 471–490
- Bishop, C T et Donelan, M A (1989). “Wave prediction models”. Dans: V C Laxhan et A S Trenhaile (eds), *Applications in coastal modelling*. Elsevier, Amsterdam (ISBN 0 4447 452 6), pp 75–106



- Bishop, C T, Donelan, M A et Kahma, K K (1992). "Shore Protection Manual's wave prediction reviewed". *Coastal Engg*, vol 17, no 1, pp 25–48
- Blaauw, H G et Van der Kaa, E J (1978). "Erosion of bottom and sloping banks caused by the screw-race of manoeuvring ships". Dans: *Proc 11th int harbour congress, Antwerp*, 22–26 Mai
- Blackman, D L (1985). "New estimates of annual sea level maxima in the Bristol Channel". *Estuarine, Coastal et Shelf Science*, vol 20, pp 229–232
- Blokland, T et Smedes, R H (1996). "In situ tests of current velocities et stone movements caused by a propeller jet against a vertical quay wall". Dans: *Proc 11th int harbour congress, Antwerp*, 22–26 Mai
- Bonnefille, R (1992). *Cours d'hydraulique maritime*, 3rd edn. Masson, Paris, 208 pp
- Booij, N, Ris, R C et Holthuijsen, L H (1999). "A third generation model for coastal regions. I. Model description et validation". *J Geophys Res*, vol 104, no C4, pp 7649–7666
- Borsboom, M, Doorn, N, Groeneweg, J et van Gent, M (2001). "A Boussinesq-type wave model that conserves both mass and momentum". Dans: B L Edge (ed), *Proc 27 th int conf coastal engg, Sydney, 16–21 Juillet 2000*. ASCE, Reston, VA, pp 148–161
- Bouws, E, Gunther, H, Rosenthal, W et Vincent C L (1985). "Similarity of the wind wave spectrum in finite depth water. Part I: spectral form". *J Geophys Res*, vol 90, no C1, pp 975–986
- Bowen, A J (1969). "The generation of longshore currents on a plane beach". *J Marine Res*, vol 27
- Bowen, A J D, Inman, D L et Simons, V P (1968). "Wave 'set-down' et 'set-up' ". *J Geophys Res*, vol 73, pp 2569–2577
- Bowers, E C (1993). "Low frequency waves in intermediate water depths". Dans: B L Edge (ed), *Proc 23rd int conf coastal engg, Venice, 4–9 Sep 1992*. ASCE, New York, vol 1, pp 832–845
- Bravard, J P et Petit, F (2000). *Les cours d'eau – dynamique du système fluvial*. Armand Colin, Paris, p 222
- Bretschneider, C L (1954). *Generation of wind waves over a shallow bottom*. Tech Memo no 51, Beach Erosion Board, Office of the Chief of Engineer
- Bretschneider, C L (1970). "Wave forecasting relations for wave generation". *Look Lab, Hawaii*, vol 1, no 3
- Brice, J C (1964). *Channel patterns and terraces of the Loup River in Nebraska*. Prof Paper 422D, US Geological Survey, p 41
- Brocard, D N et Harleman, D R F (1980). "Two-layer model for shallow horizontal convective circulation". *J Fluid Mach*, vol 100, pp 129–146
- Brookes, A (1988). *Channelized rivers*. J Wiley & Sons, Chichester, p 326
- Carlier, M (1972). *Hydraulique générale et appliquée*. Eyrolles, Paris, 565 pp
- 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*, no 13, pp 355–367
- Carlston, C W (1965). "The relation of free meandering geometry to stream discharge and its geomorphic implications". Dans: R J Chorley (ed), *Spatial analysis in geomorphology*. Methuen, Londres, pp 197–218

- Carr, J H (1952). *Wave protection aspects of harbor design*. Report E-11, Hydrodynamics Laboratory, California Institute of Technology
- Cavanié, A, Arhan, A et Ezraty, R (1976). “A statistical relationship between individual heights and periods of sea waves”. Dans: *Proc BOSS '76 conf*, pp 354–360
- CERC (1974). *Shore protection manual [SPM]*. Coastal Engineering Research Center (CERC), USACE, Vicksburg, MS
- CERC (1984). *Shore protection manual [SPM], 4e édition*. Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS
- CETE Méditerranée (2003). “Propagation des crues en rivière”. Dans: *De la goutte de pluie à la mer*, 32 pp
- Chang, H H (1988). *Fluvial processes in river engineering*. J Wiley & Sons, New York
- Chitale, S V (1966). “Design of alluvial channels”. Dans: *Proc 6th congress of int com on irrigation and drainage (ICID)*. New Delhi, India. Report 17, Question 20
- Chow, V T (1959). *Open-channel hydraulics*, intl student edn. McGraw Hill, New York, 680 pp
- Christensen, B A (1972). “Incipient motion on cohesionless channel banks”. Dans: Hsieh Wen Shen (ed), *Sedimentation*. Fort Collins, CO, USA
- Coles, S G et Tawn, J A (1990). “Statistics of coastal flood prevention”. *Phil Trans Royal Soc, Londres, Series A*, no 332, pp 457–476
- Corbett, D M (ed) (1945). *Stream-gaging procedure*. Water Supply Paper 888, US Geological Society, Washington DC
- Cowan, W L (1956). “Estimating hydraulic roughness coefficient”. *Agricultural Engineering*, vol 37, no 7, pp 473–475
- Croasdale, K R (1984). “Sea ice mechanics: a general overview”. *Marine Technology Soc J, Arctic Engg*, vol 18, no 1
- Croasdale, K R et Marcellus, R W (1978). “Ice and wave action on artificial islands in the Beaufort Sea”. *Can J Civ Engrs*, vol 5, no 1, pp 98–113
- de Jong, M (2004). “Origin and prediction of seiches in Rotterdam harbour basins”. Dans: *Comm on Hydraulic and Geotechnical Engg Report 04-02*. Dept of Civil Eng, Univ of Technology, Delft
- Dean, R G (1965). “Stream function representation of nonlinear ocean waves”. *J Geophys Res*, vol 70, no 18, pp 4561–4572
- Dean, R G et Dalrymple, R A (1991). *Water wave mechanics for engineers et scientists, 2<sup>nd</sup> edn*. Advanced Series on Ocean Engineering, vol 2, World Scientific, Singapore
- Dean, R G et Dalrymple, R A (2004). *Coastal processes with engineering applications*. Cambridge University Press, 487 pp
- Degoutte, G (2001). *Cours d'hydraulique, dynamique et morphologie fluviale*. DEA hydrologie, hydrogéologie, géostatistique et géochimie, ENGREF, Paris. Disponible à <[www.engref.fr/coursenligne/Hydraulique/hydraulique.html](http://www.engref.fr/coursenligne/Hydraulique/hydraulique.html)>

- Dingemans, M (1987). *Verification of numerical wave propagation models with laboratory measurements, HISWA verification in the directional wave basin*. Technical Report H228, Part 1B, Appendices A–G. Delft Hydraulics, Delft
- Dingemans, M W (1997). *Water wave propagation over uneven bottoms. Part 2: Non-linear wave propagation*. Advanced Series on Ocean Engg, vol 13, World Scientific, Singapore, 970 pp
- Donelan, M A (1980). “Similarity theory applied to the sea forecasting of wave heights, periods and directions”. Dans : *Proc Canadian coastal conf*, pp 47–61
- Donelan, M A, Hamilton, J et Hui, W H (1985). “Directional spectra of wind generated waves”. *Phil Trans Royal Soc*, Londres, vol A315, pp 509–562
- Donelan, M A, Skafel, M, Graber, H, Liu, P, Schwab, D et Venkatesh, S (1992). “On the growth rate of wind-generated waves”. *Atmos-Ocean*, vol 30, pp 457–478
- Donnars, P et Benoit, M (1997). “Interactions in the stability of toe-berm et main-armour for rubble mound breakwaters: an experimental study”. Dans : B L Edge (ed), *Proc 25th int conf coastal engg, Orlando, FL, 2–6 Sep 1996*. ASCE, New York, pp 1617–1630
- Dunnicliff, J (1994). *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. John Wiley & Sons Inc, New York, 608 pp
- Dury, G H (1955). “Bedwidth and wave-length in meandering valleys”. *Nature*, no 176, p 31
- Dury, G H (1969). “Relation of morphometry to runoff frequency”. Dans : R J Chorley (ed), *Water, earth et man*. Methuen, Londres, p 419–430
- Dury, G H (1976). “Discharge prediction, present et former, from channel dimensions”. *J Hydrology*, no 30, pp 219–245
- EAU (1996). *Recommendations of the committee for waterfront structures, harbours et waterways*, 7th English edn. Ernst & Sohn, Berlin
- EAU (2004). “Empfehlungen des Arbeitsausschusses ‘Ufereinfassungen’ Häfen und Wasserstrassen”, 10. Auflage
- Eckart, C (1952). “The propagation of gravity waves from deep to shallow-water”. *Circular no 521*, National Bureau of Standards, Washington DC, pp 165–173
- 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
- Einstein, H A (1934). “Der Hydraulische oder Profil-Radius” [The hydraulic or cross-section radius]. *Schweizerische Bauzeitung*, Zürich, vol 103, no 8, 24 Février, pp 89–91
- Einstein, H A et Banks, R B (1950). “Fluid resistance of composite roughness”. *Trans Am Geophysical Union*, vol 31, no 4, Août, pp 603–610
- Escarameia, M (1998). *River and channel revetments: a design manual*. Thomas Telford, Londres
- Fauchard, C et Meriaux, P (2004). *Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues*. Cemagref éditions, Paris
- Fauchard, C et Potherat, P (2004). *Détection de cavités souterraines par méthodes géophysiques*. Guide technique. Collection techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées

- Fenton, J D (1988). “The numerical solution of steady water wave problems”. *Computers and Geosciences*, vol 14, pp 357–368
- Fenton, J D (1990). “Nonlinear wave theories”. Dans: Le Méhauté et Hanes (eds), *The sea*, vol 9, Part A, Wiley InterScience, Chichester, pp 3–25
- Fenton J D, (1999). “Numerical methods for nonlinear waves”. Dans: P L-F Liu (ed), *Advances in coastal and ocean engineering*, vol 5, World Scientific, Singapore, pp 241–324
- Fenton, J D et McKee, W D (1990). “On calculating the lengths of water-waves”. *Coastal Engg*, vol 14, no 6, pp 499–513
- Friedrichs, C T et Aubrey, D G (1994). “Tidal propagation in strongly convergent channels”. *J Geophys Res*, vol 99, pp 3321–3336
- Fuehrer, M, Pohl, H et Römisch, K (1987). “Propeller jet erosion and stability criteria for bottom protections of various constructions”. *Bulletin*, no 58, AIPCN, Bruxelles
- Funke, E R et Mansard, E P D (1981). “On the synthesis of realistic sea-states”. Dans: *Proc 17th int conf coastal engg, Sydney*, 1980. ASCE, Reston, VA, pp 2974–2991
- Galland, J-C (1995). “Rubble-mound breakwater stability under oblique waves: an experimental study”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 24th int conf coastal engg, Kobe*, 23–28 Oct 1994. ASCE, New York, vol 2, pp 1061–1074
- Galland, J-C et Manoha, B (1991). “Influence of wave grouping on the stability of rubble mound breakwaters”. Dans: *Proc XXIVth cong Int Assoc Hydraulic Research, Madrid*
- Gerwick, B C Jr (1990). “Ice forces on structures”. *Ocean Engineering Science – The Sea*, vol 9, Part B, pp 1263–1301
- Glukhovskiy, B K (1966). *Investigation of sea wind waves*. Gidrometo-izdat, Leningrad, 283 pp
- Goda, Y (1970a). “Numerical experiments on wave statistics with spectral simulations”. *Report*, Port et Harbour Res Inst (PHRI), Japon, vol 9, no 3
- Goda, Y (1970b). “A synthesis of breaker indices”. *Trans Japan Soc Civil Engrs*, vol 2, pp 227–230
- Goda, Y (1978). “The observed joint distribution of periods and heights of sea waves”. Dans: *Proc 16th int conf coastal engg, Hamburg*. ASCE, New York, pp 227–246
- Goda, Y (1988). “Statistical variability of sea-state parameters as a function of a wave spectrum”. *Coastal engg in Japan*, vol 31, no 1, pp 39–52
- Goda, Y (1997). “Directional wave spectrum and its engineering applications”. ans: P L-F Liu (ed), *Advanced Series on Ocean Engineering*, vol 3. World Scientific, Singapore, pp 67–102
- Goda, Y (2000). “Random seas et design of maritime structures”. Dans: P L-F Liu (ed) *Advanced Series on Ocean Engineering*, vol 15, World Scientific, Singapore, 444 pp
- Goda, Y (2003). “Revisiting Wilson’s formulas for simplified wind-wave prediction”. *J Waterway, Port, Coastal et Ocean Engg*, vol 129, no 2, pp 93–95
- Graf et Altinakar (1993). *Hydraulique fluviale*, vol 3. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes

- Graff, J (1981). "An investigation of the frequency distributions of annual sea level maxima at ports around Great Britain". *Estuarine, Coastal et Shelf Science*, vol 12, pp 389–449
- Gregory, K J et Walling, D E (1985). *Drainage basin form et process. A geomorphological approach*. Edward Arnold, Londres, 458 pp
- Guo, J (2002). "Simple and explicit solution of wave dispersion equation". *Coastal Engg*, vol 45, no 2, pp 71–74
- Hamill, G A, Qurrain, H T et Johnston (1996). "The influence of a revetment on diffusion of a propeller wash". *Bulletin*, no 91, AIPCN, Bruxelles
- Hamm, L (1995). "Modélisation numérique bidimensionnelle de la propagation de la houle dans la zone de déferlement". Ph Thesis Report, Université Joseph Fourier, Grenoble
- Hamm, L (2001). "Depth-limited wave breaking for the design of nearshore structures". Dans: *Proc 4th int symp ocean wave measurement et analysis, San-Francisco, 2–6 Septembre*
- Hamm, L, Madsen, P A et Peregrine, D H (1993). "Wave transformation in the nearshore zone: a review". *Coastal Engg*, vol 21, no 1, pp 5–39
- Hanslow, D J et Nielsen, P (1992). "Wave setup on beaches et in river entrances". Dans: B L Edge (ed), *Proc 23rd int conf coastal engg, Venice, 4–9 Septembre 1992*. ASCE, New York, vol 1, pp 240–252
- Hasselmann, K, Barnett, T P, Bouws, E, Carlson, H, Cartwright, D E, Enke, K, Ewing, J A, Gienapp, H, Hasselmann, D E, Kruseman, P, Meerburg, A, Müller, P, Olbers, D J, Richter, K, Sell, W et Walden, H (1973). "Measurements of wind-wave growth et swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP)". *Deutschen Hydrographischen Zeitschrift, Reihe A (8°)*, no 12
- Hawkes, P J et Hague, R C (1994). *Validation of joint probability methods for large waves and high water levels*. Report SR 318, HR Wallingford, Wallingford
- Hawkes, P J, Gouldby, B P, Tawn, J A et Owen, M W (2002). "The joint probability of waves and water levels on coastal engineering design". *J Hydraulic Res*, vol 40, no 3, pp 241–251
- Hawkins, A B et al (eds) (1985). "Site investigations practice". Dans: *Proc 20th reg mtg Eng Group Geol Soc*
- Hedges, T S (1990). "Geogrids and geotextiles in the maritime et waterways environment". Dans: *The hydraulic climate design workshop, Liverpool, 26–27 Septembre*
- Henderson, F M (1966). *Open channel flow*. Macmillan Press
- Herschy, R W (1999). *Hydrometry: principles and practice*, 2e édition. John Wiley & Sons, Chichester (ISBN 0-47197350-5)
- Hey, R D (1982). "Design equations for mobile gravel-bed rivers". Dans: R D Hey, J C Bathurst and C R Thorne (eds), *Gravel-bed rivers*. John Wiley & Sons, Chichester, pp 553–574
- Hey, R D et Heritage, G L (1988). "Dimensional et dimensionless regime equations for gravel-bed rivers". Dans: W R White (ed), *Proc int conf river regime*, Wallingford. John Wiley & Sons, Chichester
- Hjulström, F (1935). "Studies of the morphological activity of rivers". *Bull Geol Inst Upsala*, vol XXV
- Hoffmans, G J C M et Verheij, H J (1997). *Scour manual*. AA Balkema, Rotterdam

- Holland, G J (1980). “An analytic model of the wind and pressure profiles in hurricanes”. *Monthly Weather Review*, vol 108, pp 1212–1218
- Holthuijsen, L H, Booij, N et Herbers, T H C (1989). “A prediction model for stationary, short crested waves in shallow water with ambient currents”. *Coastal Engg*, vol 13, no 1, pp 23–54
- Hooke, J M (1987). “Changes in meander morphology”. Dans: V Gardiner (ed), *International geomorphology 1986*, Part I. John Wiley & Sons, New York, pp 591–609
- Horton (1933). “Separate roughness coefficients for channel bottom and sides”. *Engineering News-record*, vol 111, no 22, 30 Novembre, pp 652–653
- HR Wallingford (2005). *Joint probability: dependence mapping and best practice. Technical report on dependence mapping*. R&D Technical Report FD2308/TR1 (also HR Wallingford Report SR 623), Defra, Londres
- HR Wallingford (2005). *Use of joint probability methods for flood and coastal defence in England and Wales. A guide to best practice*. R&D Technical Report FD2308/TR2 (also HR Wallingford Report SR 653), Defra, Londres
- HR Wallingford et Lancaster University (1998). *The joint probability of waves and water levels. JOIN-SEA: a rigorous but practical new approach*. Report SR 537, as amended 2000, HR Wallingford, Wallingford
- Hughes, S A (1984). *The TMA shallow-water spectrum. Description et applications*. Technical Report CERC-84-7, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, USA, 42 pp
- Hughes, S A et Borgman, L E (1987). “Beta-Rayleigh distribution for shallow-water wave heights”. Dans: R Dalrymple (ed), *Proc int conf coastal hydrodynamics, Delaware, USA*, pp 17–31
- Hunt, J N (1979). “Direct solution of wave dispersion equation”. *J Waterway, Port, Coastal Engg Div*, ASCE WW-105, Novembre, pp 457–459
- Intergovernmental Panel on Climate Change (2001). *Technical summary. Climate change 2001: impacts, adaptation et vulnerability*. IPCC, <[www.ipcc.ch/pub/wg2TARtechsum.pdf](http://www.ipcc.ch/pub/wg2TARtechsum.pdf)>
- Isobe, M et Horikawa, K (1982). “Study on water particle velocities of shoaling and breaking waves”. *Coastal Engg in Japan*, vol 25, pp 109–123
- ISSMGE-TC1 (2005). “Geotechnical investigations for offshore and nearshore developments”. Dans: ISSMGE Technical Committee 1, *Soil investigation report*
- Izumiya, T et Horikawa, K (1984). “Wave energy equation applicable in and outside the surf zone”. *Coastal Engg in Japan*, vol 27, pp 119–137
- James, C S (1994). “Evaluation of methods for predicting bend losses in meandering channels”. *J Hyd Engg*, ASCE, vol 120, no 2, pp 245–253
- James, C S et Wark, J B (1992). *Conveyance estimation for meandering channels*. Report SR 329, HR Wallingford, Wallingford
- Jansen, P PH (ed) (1979). *Principles of river engineering*. Pitman, Londres
- Kahma, K K et Calkoen, C J (1992). “Reconciling discrepancies in the observed growth of wind-generated waves”. *J Phys Oceanogr*, vol 22, pp 1389–1405



- Kalinkse, A A (1943). "The role of turbulence in river hydraulics". *Bull Univ Iowa, Studies in Engg*, vol 27, pp 266–279
- Kamphuis, J W (2001). "Designing for low frequency waves". Dans: B L Edge (ed), *Proc 27th int conf coastal engg, Sydney*, 16–21 Juillet 2000. ASCE, Reston, VA, pp 1434–1447
- Kimura, A (1981). "Statistical properties of random waves". Dans: *Proc 17th int conf coastal engg, Sydney*, 1980. ASCE, Reston, VA, pp 2955–2973
- Kirkgöz, M S (1986). "Particle velocity prediction at the transformation point of plunging breakers". *Coastal Engg*, vol 10, no 2, pp 139–147
- Komar, P D et Miller, M C (1974). "Sediment transport threshold under oscillatory waves". Dans: *Proc 14th int conf coastal engg, Copenhagen*. ASCE New York, pp 756–775
- Kovacs, A et Sodhi, D S (1980). "Shore ice pile-up et ride-up: field observations, models, theoretical analyses". *Cold regions science et technology*, vol 2, pp 209–298
- Kry, P R (1980). "Third Canadian geotechnical colloquium: ice forces on wide structures". *Can Geotech J*, vol 17, pp 97–113
- Lacey, J (1930). "Stable channels in alluvium". *Proc Inst Civ Engrs*, vol 229, pp 259–384
- Leopold, L B et Wolman, M G (1957). *River channel patterns-braided, meandering and straight*. Professional Paper 282B, US Geological Survey, pp 39–85
- Leopold, L B, Wolman, M G et Miller, J D (1964). *Fluvial processes in geomorphology*. Freeman & Co, San Francisco, 522 pp
- Lino, M, Meriaux, P et Royet, P (2000). *Méthodologie de diagnostic des digues appliquée aux levées de la Loire moyenne*. Cemagref éditions, Paris, 224 pp
- Liu, P L-F, Cho, Y-S, Briggs, M J, Kanoglu, U et Synolakis, C E (1995). "Run-up of solitary waves on a circular island". *J Fluid Mech*, vol 302, pp 259–285
- Longuet-Higgins, M S (1975). "On the joint distribution of wave periods and amplitudes of sea waves". *J Geophys Res*, vol 80, no 18, pp 2688–2694
- Longuet-Higgins, M S (1983). "On the joint distribution of the periods and amplitudes in a random wave field". *Proc Royal Soc London, Ser A*, pp 241–258
- Lotter, G K (1933). "Soobrazheniia k gidravlicheskomu rashetu rusels razlichnoi sherokhovostiiu stenok" (Considerations on hydraulic design of channels with different roughness of walls). *Izvestiia Vsesoiuznogo Nauchno-Issledovatel'skogo Instituta Gidrotekhniki* [Trans All-Union Scientific Res Inst Engg], Leningrad, vol 9, pp 238–241
- Machemehl, J L (1990). "Wave and ice forces on artificial islands and Arctic structures". Dans: *Handbook of coastal and ocean engineering*, vol I: wave phenomena and coastal structures. Houston
- Mahmood, K (1974). "Variation of regime coefficients in Pakistan canals". *J Waterways, Harbors et Coastal Engg Div*, vol 100, no 2, Mai, pp 85–104
- Mahmood, K et Shen, H W (1971). "The regime concept of sediment-transporting canals and rivers". Dans: H W Shen (ed), *River mechanics*. Water Resources Publications, Ft Collins, CO, pp 30.1–30.39



- Mathiesen, M, Goda, Y, Hawkes, P J, Mansard, E, Martin, M J, Peltier, E, Thompson, E F, and van Vledder, G P (1994). “Recommended practice for extreme wave analysis”. *J Hydraulic Res*, vol 32, no 6, pp 803–814
- May, R, Ackers, J et Kirby, A (2002). *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures*. C551, CIRIA, Londres
- McCowan (1894). “On the highest wave of permanent type”. *Philosophical Magazine*, vol 38, Ser 5, pp 351–358
- McGahey, C et Samuels, P G (2003). “Methodology for conveyance estimation in two-stage straight, skewed et meandering channels”. Dans: *Proc XXX IAHR congress*, Thessaloniki, vol C1. AIRH
- McKee Smith, J et Vincent, C L (2003). “Equilibrium ranges in surf zone wave spectra”. *J Geophys Res*, vol 108, no C11, p 30-1 to p 30-11
- MEDD et METATLM (2005). “Thème 3: données hydrologiques”. Dans: *Guide méthodologique de pilotage des études hydrauliques*, 39 pp. Disponible à: <[www.cetmef.equipement.gouv.fr](http://www.cetmef.equipement.gouv.fr)> (club cours d'eau et environnement)
- Mehta, A J et Joshi, P B (1986). “Tidal inlet hydraulics”. *J Hyd Engg*, ASCE, vol 114, no 11, pp 1321–1337
- Melville, B W et Coleman S E (2000). *Bridge scour*. Water Resources Publications, LLC, Colorado
- Mendez, F J, Losada, I J et Medina, R (2004). “Transformation model of wave height distribution on planar beaches”. *Coastal Engg*, vol 50, no 3, pp 97–115
- Miche, R (1944). “Mouvements ondulatoires des mers en profondeur constante ou décroissante”. *Annales des Ponts et Chaussées*, Chap 114, pp 131–164, 270–292 et 369–406
- Ministry of Agriculture, Fisheries et Food (1999). *Flood and coastal defence project appraisal guidance: economic appraisal*. Report PB4650, MAFF, Londres
- Mitsuyasu, H, Tasai, F, Suhara, T, Mizuno, S, Ohkuso, M, Honda, T et Rikishi, K (1975). “Observations of the directional spectrum of ocean waves using a cloverleaf buoy”. *J Phys Oceanogr*, vol 5, no 2, pp 750–760
- Morisawa, M (1985). *Rivers: form et process*. Longman, New York
- Mülhofer, L (1933). “Rauhigkeitsuntersuchungen in einem Stollen mit betonierter Sohle und unverkleideten Wänden” (Roughness investigations in a shaft with concrete bottom and unlined walls). *Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, Munich, vol 28, no 8, pp 85–88
- Nixon, M (1959). “A study of the bankfull discharges of river in England et Wales”. *Proc Inst Civ Engrs*, vol 93, pp 149–165
- Owen, N W (1988). *Wave prediction in reservoirs: comparison of available methods*. Report no EX-1809, HR Wallingford Ltd, Wallingford
- Pavolvski, N N (1931). *Uchebny Gidravlicheski Spravochnik* (for schools), 2e édition. Kubuch, Leningrad, 168 pp
- Petit, F, Pauquet, A, Mabille, G et 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”. *Rev Géogr Alpine*, vol 12, pp 157–161

- Petts, G (1977). "Channel response to flow regulation: the case of the river Derwent, Derbyshire". Dans: K J Gregory (ed), *River channel changes*. J Wiley & Sons, Chichester, pp 145–164
- Pierson, W J et Moskowitz, L (1964). "A proposed spectral form for fully developed wind seas based on the similarity law of S.A. Kitaigorodskii". *J Geophys Res*, vol 69, no 24
- Power, P T et Paysly, J M (1986). "The collection, interpretation and presentation of geotechnical data for marine pipeline projects". *Oceanology*, 301–4, Graham et Tratman, Londres
- Prandtl, L (1925). "Bericht ueber Untersuchungen zur ausgebildeten Turbulenz". *ZAMM*, vol 3, pp 136–139
- Proudman Oceanographic Laboratory (1995). *Extreme sea-levels at the UK A-class sites: optimal site-by-site analyses and spatial analyses for the east coast*. Internal Document no 72, POL, Liverpool
- Proudman Oceanographic Laboratory (1997). *Estimates of extreme sea conditions: spatial analyses for the UK coast*. Internal Document no 112, POL, Liverpool
- Przedwojski, B, Blazejewski, R et Pilarczyk, K W (1995). *River training techniques. Fundamentals, design and applications*. AA Balkema, Rotterdam
- Pugh, D T (1987). *Tides, surges and mean sea-level*. John Wiley & Sons, Chichester
- Rattanapitikon, W et Shibayama, T (2000). "Verification et modification of breaker height formulas". *Coastal Engg J*, vol 42, no 4, pp 389–406
- Rattanapitikon, W, Vivattanasirisak, T et Shibayama, T (2003). "A proposal of new breaker height formula". *Coastal Engg J*, vol 45, no 1, pp 29–48
- Richards, K (1982). *Rivers. Form and process in alluvial channels*. Methuen, Londres, p 357
- Rienecker, M M et Fenton, J D (1981). "A Fourier approximation for steady water waves". *J Fluid Mech*, vol 104, pp 119–137
- Ris, R C, Holthuijsen, L H et Booij, N (1999). "A third generation model for coastal regions. II. Verification". *J Geophys Res*, vol 104, no C4, pp 7667–7681
- Römish, K (1993) "Propellerstrahlinduzierte Erosionserscheinungen in Häfen". *HANSA*, no 8
- Rust, B R (1978) "Depositional models for braided alluvium". Dans: A D Miall (ed), *Fluvial sedimentology*. Mem Canadian Soc of Petrol Geol, Calgary, memoir 5, pp 602–625
- Savenije, H H G (1998). "Analytical expression for tidal damping in alluvial estuaries". *J Hyd Engg, ASCE*, vol 124, no 6, pp 615–618
- Saville, T, McClendon, E W et Cochran, A L (1962). "Freeboard allowance for waves in inland reservoirs". *Proc Am Soc Civ Engrs*, vol 18, no WW2
- Schumm, S A (1963). "Sinuosity of alluvial rivers in the Great Plains". *Bull Geol Soc America*, no 74, pp 1089–1100
- Schumm, S A (1968). "Speculations concerning palaeohydrologic control of terrestrial sedimentation". *Bull Geol Soc America*, vol 79, pp 1573–1588
- Schumm, S A (1977). *The fluvial system*. Wiley-Interscience, New York, p 338

- Seddon, J A (1900). “River hydraulics”. *Trans Am Soc Civ Engrs*, vol 43, pp 179–229
- Sellin, R M J (1969). *Flow in channels*. Macmillan, London and St Martin’s Press, New York, 194 pp
- Shahin, M (1985). *Hydrology of the Nile Basin*. Elsevier, Amsterdam
- Shi, F, Dalrymple, R A, Kirby, J T, Chen, Q et Kennedy, A B (2001). “A fully nonlinear Boussinesq model in generalized curvilinear coordinates”. *Coastal Engg*, vol 42, pp 337–358
- Shields, A (1936). “Use of similarity mechanics of turbulence to shear movement (en allemand)”. *Mitt. der Preuss Versuchanst Für Wasserbau und Schiffbau*, Helf 26, Inst of Hydraulics and Ship Building, Berlin
- Shuto, N (1974). “Non-linear long waves in a channel of variable section”. *Coastal engg in Japan*, vol 17, pp 1–12
- Shuto, N (1991). “Numerical simulation of tsunamis”. Dans: E Bernard (ed), *Tsunami hazard*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Pays-Bas, pp 171–191
- Simm, J D, Brampton, A H, Beech, N W et al (1996). *Beach management manual*. Report 153, CIRIA, Londres
- Simon, B (1994). *Statistique des niveaux marins extrêmes le long des côtes de France*. Rapport d’étude no 001/94, Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM), Brest, France
- Simons, D B et Albertson, M L (1960). “Uniform water conveyance channels in alluvial material”. *Trans Am Soc Civ Engrs*, vol 128, Part I, pp 65–167
- Simons, D B et Senturk, F (1977). *Sediment transport technology*. Water resources Publications, Fort Collins, CO, USA, 807 pp
- Sobey, R J, Goodwin, P, Thieke, R J et Westberg, R J (1987). “Application of Stokes, cnoidal and Fourier wave theories”. *J Waterway, Port, Coastal et Ocean Engg*, vol 113, pp 565–587
- Sommerfeld, A (1896). “Mathematische Theorie der Diffraktion” [en allemand]. *Matematische Annalen*, vol 47, pp 317–374
- Soulsby, R L (1987). “Calculating bottom orbital velocity beneath waves”. *Coastal Engg*, vol 11, no 4, pp 371–380
- Sørensen, O R et Sørensen, L S (2001). “Boussinesq type modelling using unstructured finite element technique”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 27th int conf coastal engg, Sydney, 16–21 Juillet 2000*. ASCE, Reston, VA, pp 190–202
- Spedding, L G (1983). A large landfast ice movement. POAC, Technical Research Centre of Finland, Helsinki
- Stive, M J F (1985). “A scale comparison of waves breaking on a beach”. *Coastal Engg*, vol 9, no 2, pp 151–158
- Stive, M J F et Dingemans, M W (1984). *Calibration et verification of a one-dimensional wave decay model*. Technical report M1882, Delft Hydraulics, Delft
- Struiksmas, N et Klaassen, G J (1988). “On the threshold between meandering and braiding”. Dans: W R White (ed), *Proc int conf river regime, Wallingford*. John Wiley & Sons, Chichester

- Svendsen, I A, Madsen, P A et Buhr-Hansen, J (1979). “Wave characteristics in the surf zone”. Dans: *Proc 16th int conf coastal engg, Hamburg*. ASCE, New York, pp 520–539
- Sverdrup, H U et Munk, W H (1947). *Wind, sea and swell: theory of relations for forecasting*. HO pub no 601, US Navy Hydrographic Office
- Swart, D H et Crowley, J B (1989). “Generalized wave theory for a sloping bottom”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 21st int conf coastal engg, Malaga, 20–25 June 1988*. ASCE, New York, pp 181–203
- Tadepalli, S et Synolakis, C E (1996). “Model for the leading waves of tsunamis”. *Phys Rev Letters*, vol 77, no 10, pp 2141–2144
- Tang, X-N, Knight, D W et Samuels, P G (2001). “Wave-speed-discharge relationship from cross section survey”. *J water and maritime engg, Proc Instn Civ Engrs*, vol 148, pt 2, pp 81–96
- Thomas, D N et Dieckmann, G S (2003). *Sea ice. An introduction to its physics, chemistry, biology and geology*. Blackwell Science, Oxford
- Thompson, E F et Vincent, L C (1985). “Significant wave height for shallow water design”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 111, no 5, ASCE, pp 828–842
- Toba, Y (1973). “Local balance in the air-sea boundary layer”. *J Oceanogr Soc Japan*, vol 29, pp 209–220
- Toba, Y (1997). “The 3/2 power law for ocean wind waves and its applications”. Dans: P L F Liu (ed), *Advances in coastal and ocean engg*, vol 3. World Scientific, Singapore, pp 31–65
- Tolman, H L (1991). “A third-generation model for wind waves on slowly varying unsteady and inhomogeneous depths and currents”. *J Phys Oceanogr*, vol 21, pp 782–797
- Tolman, H L et Chalikov, D (1996). “Source terms in a third generation wind wave model”. *J Phys Oceanogr*, vol 26, pp 2497–2518
- Transport Association of Canada (2001). *Guide to bridge hydraulics, 2nd edn*. TAC, Ottawa
- Tricart, J (1977). “Types de lits fluviaux en Amazonie brésilienne”. *Annales de Géographie*, no 473, pp 1–54
- Tucker, M J et Pitt, E G (2001). *Waves in ocean engineering*. Ocean Engg Book Series, vol 5, Elsevier, Oxford (ISBN 0-08-043566-1), 522 pp
- United Kingdom Climate Impacts Programme (2002). *Climate change scenarios for the United Kingdom. The UKCIP02 scientific report*. Tyndall Centre, University of East Anglia, Norwich
- USACE (1993). *River hydraulics, engineering and design*. EM 1110-2-1416, USACE, 70 pp
- USACE (2003). *Coastal engineering manual [CEM] Engineer Manual 1110-2-1100*, US Army Corps of Engineers, CHL-ERDC, WES, Vicksburg, MS
- USACE, Engineer Manuals (EM)
- EM 1110-1-1802 Geophysical exploration for engineering and environmental investigations (1995)
  - EM 1110-1-1804 Geotechnical investigation ENG 1836 ENG 1836 A (2001)
  - EM 1110-2-1906 Laboratory soils testing (1986)
  - EM 1110-2-1907 Soil sampling (1972)

- Van den Berg, H J (1987a). “In-situ testing of soils”. Dans: F G Bell (ed), *Ground engineer's reference book*. Ch 25, Butterworth-Heinemann, Londres
- Van den Berg, H J (1987b). “Laboratory testing of soils”. Dans: F G Bell (ed), *Ground engineer's reference book*. Ch 20, Butterworth-Heinemann, Londres
- Van den Berg, J H (1995). “Prediction of alluvial channel pattern of perennial streams”. *Geomorphology*, vol 12, pp 259–279
- Van den Brink, M (1998). *Prediction of sand wave occurrence*. Alkyon Hydraulic Consultancy & Research Report no B006, University of Twente
- Van der Meer, J W (1990). *Extreme shallow water wave conditions*. Report H198, Delft Hydraulics, Delft
- Van der Meer, J W, Langenberg, J W, Klein Breteler, M, Hurdle, D P et den Heijer, F (2003). “Wave boundary conditions et overtopping in complex areas”. Dans: J McKee-Smith (ed), *Proc 28th int conf coastal engg*, Cardiff, 7–12 Jul 2002. World Scientific, pp 2092–2104
- Van der Wal, M (1989). *Cross-sections of navigation canals with berms* [en hollandais]. Report Q903, WL|Delft Hydraulics, Delft
- Van Gent, M R A (2001). “Wave run-up on dykes with shallow foreshores”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 127, no 5, pp 254–262
- Van Rijn, L C (1982). “Equivalent roughness of alluvial bed”. *Proc Am Soc Civ Eng J Hydr Div*, vol 108, no HY10
- Van Rijn, L C (1989). *Handbook of sediment transport by currents et waves*. Internal Report H461, Delft Hydraulics, Delft
- Van Vledder, G P (1993). “Statistics of wave group parameters”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 23rd int conf coastal engg, Venice, 4–9 Septembre 1992*. ASCE, New York, vol 1, pp 946–959
- Van Vledder, G P et Battjes, J A (1992). “Discussion of ‘List of sea-state parameters’”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 118, no 2, pp 226–230
- Vreugdenhil, C B et Wijbenga, J H A (1982). “Computation of flow patterns in rivers”. *Proc Am Soc Civ Eng J Hydr Div*, vol 108, no HY11, pp 1296–1309
- WAMDI Group (1988). “The WAM-model. A third generation ocean wave prediction model”. *J Phys Oceanogr*, vol 18, Dec, pp 1775–1810
- Weggel, J R (1972). “Maximum breaker height”. *J Waterways, Harbors and Coastal Engg Div*, vol 98, no WW4, pp 529–548
- Wei, G, Kirby, J T, Grilli, S T et Subramanya, R (1995). “A fully nonlinear Boussinesq model for surface waves. Part 1. Highly nonlinear unsteady waves”. *J Fluid Mech*, vol 294, pp 71–92
- Wilson, B W (1955). *Graphical approach to the forecasting of waves in moving fetches*. Tech Memo 73, Beach Erosion Board, US Army Corps of Engineers
- Wilson, B W (1963). *Generation and dispersion characteristics of tsunamis*. NESCO
- Wilson, B W (1965). “Numerical prediction of ocean waves in the North Atlantic for December 1959”. *Deutsche Hydrographische Zeitschrift*, vol 18, no 3, pp 114–130

- Wilson, B W (1972). "Seiches". Dans: V T Chow (ed), *Advances in hydroscience*, vol 8. Academic Press, New York, pp 1–94
- Wilson, E M (1990). *Engineering hydrology*. Macmillan Press, Londres (ISBN 0-333-51717-2)
- Wu, C S et Thornton, E B (1986). "Wave numbers of linear progressive waves". *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 112, no 4, pp 536–540
- Wu, J (1980). "Wind stress coefficients over the sea surface near neutral conditions. A revisit". *J Phys Oceanogr*, vol 10, pp 727–740
- Yalin, M S (1992). *River mechanics*. Pergamon Press, Oxford
- Yassin, Ahmed M (1954). "Mean roughness coefficient in open channels with different roughness of bed and side walls". *Eidgenössische technische Hochschule Zürich, Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Wasserbau et Erdbau*, no 27, Verlag Leemann, Zürich
- Yeh, H, Liu, P L-F, Briggs, M et Synolakis, C E (1994). "Propagation and amplification of tsunamis at coastal boundaries". *Nature*, vol 372, pp 353–355
- Yoo, D, O'Conner, B A et McDowell, D M (1989). "Mathematical models of wave climate for port design". *Proc Inst Civ Engrs*, Part ii, vol 86, 513–30
- Young, I R (1988). "Parametric hurricane wave prediction model". *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 114, no 5, pp 639–652
- Young, I R (1992). "The determination of spectral parameters from significant wave height and peak period". *Ocean Engg*, vol 19, pp 497–508
- Young, I R (1995). "The determination of confidence limits associated with estimates of the spectral peak frequency". *Ocean Engg*, vol 22, no 7, pp 669–686
- Young, I R (1997). "The growth rate of finite depth wind-generated waves". *Coastal Engg*, vol 32, no 2-3, pp 181–195
- Young, I R et Verhagen, L A (1996). "The growth of fetch-limited waves in water of finite depth. Part I: total energy and peak frequency". *Coastal Engg*, vol 28, pp 47–78
- Zakharov, V (1999). "Statistical theory of gravity and capillary waves on the surface of a finite-depth fluid". *Eur J Mech B Fluids*, vol 18, pp 327–344