

Ouvrages de protection contre la houle

par **Daniel CAMINADE**

Ingénieur civil des Ponts et Chaussées. Docteur en Génie civil

Maître de conférences et Responsable de la Maîtrise de Génie civil à l'Université du Havre

1. Études préalables	C 4 631 - 2
1.1 Caractéristiques géotechniques du site.....	— 2
1.2 Caractéristiques océanographiques du site	— 3
1.3 Matériaux disponibles.....	— 4
1.4 Évaluation de la houle de projet.....	— 5
1.5 Évaluation des contraintes du projet	— 6
2. Digues à talus	— 7
2.1 Généralités	— 7
2.2 Conception de la digue	— 8
2.3 Aménagements particuliers.....	— 15
2.4 Modes de réalisation	— 15
2.5 Surveillance. Entretien. Réparations.....	— 17
2.6 Pathologie des digues à talus.....	— 17
2.7 Aménagements particuliers de digues à talus submersibles ou fortement franchissables	— 18
2.8 Digues à talus en sable	— 19
3. Digues verticales.....	— 21
3.1 Généralités	— 21
3.2 Conception de la digue	— 21
3.3 Digues mixtes	— 22
3.4 Ouvrages peu réfléchissants	— 24
3.5 Modes de réalisation.....	— 25
3.6 Pathologie des digues verticales.....	— 25
4. Quelques ouvrages spéciaux	— 26
4.1 Digues verticales perméables ou mur d'eau fixe.....	— 26
4.2 Plaques minces horizontales ou mur d'eau oscillant	— 27
4.3 Brise-lames flottants.....	— 27
4.4 Ouvrages de prédéferlement.....	— 27
5. Études sur modèles réduits	— 27
5.1 Nécessité de telles études.....	— 27
5.2 Comment les suivre ?	— 27
5.3 Leur coût.....	— 28
Références bibliographiques	— 28

Les ouvrages de protection contre la houle sont les ouvrages qui permettent de protéger un port ou une partie d'un port (plan d'eau, terre-plein) contre les actions de la houle (attaque directe, franchissements, submersion, érosion...).

Certains de ces ouvrages peuvent aussi être utilisés pour protéger des installations ou des ouvrages isolés (prise d'eau, émissaire en mer) ou même des portions de littoral.

Ce sont des ouvrages artificiels construits par l'homme, à l'exception des ouvrages naturels qui peuvent avoir les mêmes fonctions.

Certains de ces ouvrages peuvent être situés à l'intérieur du port ; ils permettent alors d'améliorer ou de compléter la protection contre la houle : jetées intérieures, contre-jetées, talus de terre-pleins ou plages d'amortissement.

D'une manière traditionnelle, on peut classer ces ouvrages en :

■ *digues ou brise-lames ou jetées qui se subdivisent en :*

- *digues à talus construites généralement à l'aide d'enrochements naturels ou artificiels (béton) ;*
- *digues verticales dont la paroi exposée à la houle peut être ou non perméable ;*

■ *ouvrages spéciaux qui sont employés dans des conditions spécifiques. Parmi ceux-ci, on peut citer :*

- *le mur d'eau fixe ;*
- *le mur d'eau oscillant ;*
- *les brise-lames flottants ;*
- *les ouvrages de prédéferlement ;*
- *les tapis d'algues synthétiques ;*
- *les rideaux de bulles d'air.*

Jusqu'à présent, ces deux derniers types d'ouvrage ont un rapport coût (investissement et exploitation)/efficacité trop défavorable pour être utilisés de façon étendue.

Notations et symboles

Symbol	Définition
d	profondeur d'eau devant l'ouvrage
e	épaisseur d'une couche
h	hauteur d'eau au-dessus de la berme
H	creux de la houle
$H_{1/3}$	creux moyen du tiers des vagues les plus fortes d'un enregistrement
$H_{1/10}$	creux moyen du dixième des vagues les plus fortes d'un enregistrement
$H_{1/100}$	creux moyen du centième des vagues les plus fortes d'un enregistrement
H_{\max}	creux maximal de la houle
k_{Δ}	coefficient de forme
K_D	coefficient de stabilité
L	longueur d'onde de la houle
N_s	nombre de stabilité
T	période de la houle
W	poids d'un enrochement
α	angle d'un talus avec l'horizontale
ρ_s, γ_s	masse et poids volumiques des grains ou des enrochements (secs)
ρ_w, γ_w	masse et poids volumiques de l'eau de mer

1. Études préalables

Avant d'entreprendre l'implantation finale et la construction d'un ouvrage de protection contre la houle, il est nécessaire de bien connaître les caractéristiques du site ainsi que les ressources locales, de façon à réaliser un ouvrage qui soit optimisé en fonction des critères fondamentaux que sont :

- la durabilité ;
- l'efficacité de la protection contre la houle ;
- le coût de construction ;
- le coût d'entretien.

En effet, compte tenu du coût très élevé de ce type d'ouvrage, leur durée de vie souhaitable est d'au moins 50 ans, et atteint souvent plusieurs siècles.

En général, les renseignements recueillis lors de la phase préliminaire des études sont suffisants pour pouvoir déterminer l'implantation du port et les caractéristiques de ses ouvrages principaux de protection contre la houle, mais ils s'avèrent souvent trop partiels pour pouvoir définir et concevoir de façon précise ledit ouvrage.

Il y a donc lieu, dans la plupart des cas, de recourir à une campagne de reconnaissance spécifique au site retenu.

1.1 Caractéristiques géotechniques du site

Les reconnaissances géotechniques porteront sur les divers aspects, exposés ci-après, de façon à utiliser les matériaux disponibles sur le site ou à proximité immédiate comme fondation ou comme éléments constitutifs de la digue.

1.1.1 Fondation de la digue

Nota : on se reportera à la rubrique *Géotechnique. Mécanique des sols et des roches* [C 200] de ce traité.

La campagne de reconnaissance devra préciser les caractéristiques des sols à prendre en compte pour le calcul des ouvrages, non seulement en ce qui concerne la stabilité proprement dite, mais aussi en ce qui concerne les évolutions à moyen terme (tassements).

Si l'on envisage un ouvrage sur pieux, on déterminera la force portante de ceux-ci au moyen de techniques de reconnaissance appropriées (pressiomètre, pénétromètre dynamique et statique).

Pour un ouvrage plus massif tel qu'une digue à talus, compte tenu du volume important des matériaux mis en œuvre et donc de la surcharge correspondante du sol de fondation, on essayera d'évaluer les tassements par les diverses méthodes utilisables (cédomètre, pressiomètre).

Dans les zones soumises à des actions sismiques, on procédera à une étude particulière permettant d'évaluer le risque de liquéfaction du sol, notamment si celui-ci est constitué de sables lâches, de sables silteux ou carbonatés.

1.1.2 Fourniture de matériaux nécessaires à la construction

Une étude particulière des matériaux situés à proximité ainsi que de ceux qui forment le fond de la mer doit être entreprise dans le but de définir leur aptitude à être utilisés dans l'ouvrage :

- les sables comme soubassement de digue à talus, remplissage en noyau de digue, lest de caissons préfabriqués, agrégat pour les bétons ;
- les galets comme soubassement de digue, agrégats pour béton ;
- les enrochements ([§ 1.3.1](#)).

L'utilisation des matériaux du site permet de réaliser d'importantes économies, si l'on a pris soin de déterminer dans quelles conditions ces matériaux peuvent être utilisés et notamment les traitements à leur appliquer tels que : lavage, criblage et concassage des agrégats.

1.1.3 Sédimentologie actuelle

Les ouvrages portuaires sont le plus fréquemment installés près des côtes, là où le transit littoral est le plus important. De façon à prévoir l'impact du nouvel ouvrage, il est primordial d'avoir une idée précise de la sédimentologie actuelle (cf. article *Ouvrages de protection des côtes* [C 4 690] dans ce traité).

Un transport de sédiment de 50 000 m³/an en un point donné peut être la résultante de deux transports importants et de sens contraire, de 200 000 m³/an et de 250 000 m³/an, et l'implantation d'un ouvrage interrompra non pas le transport résiduel mais bien l'ensemble des deux transports. Ces matériaux se déposeront de part et d'autre de l'ouvrage et les côtes avoisinantes reculeront par manque d'apport.

À l'inverse, si l'on veut implanter une digue dans une zone érosive, il y aura lieu de prévoir des dispositions constructives permettant d'en stabiliser le pied.

1.2 Caractéristiques océanographiques du site

1.2.1 Bathymétrie

La connaissance précise de la bathymétrie ou topographie sous-marine est primordiale lors de l'établissement du projet.

Il y a lieu de procéder à deux campagnes de reconnaissance dont le but est bien différent.

La première, très précise, doit être entreprise à l'emplacement projeté pour la future digue. Le maillage des points de sonde est bien entendu fonction de la morphologie des lieux. Lorsque le site est très accidenté (falaises sous-marines, récifs coraliens, etc.), il est souhaitable d'avoir un relevé sur la base d'une maille de 10 m, voire 5 m dans les cas les plus difficiles. Si le site est peu accidenté (talus sous-marin en pente douce et régulière), le maillage peut être plus lâche pour arriver jusqu'à 20 m. Le but de cette campagne est bien entendu de pouvoir réaliser un avant-projet suffisamment précis, d'estimer correctement les quantités à mettre en œuvre et enfin d'établir les plans correspondants.

La seconde, qui a pour but de pouvoir estimer les caractéristiques de la houle qui viendra frapper l'ouvrage à partir de celles de la houle au large telles que définies à l'article *Mouvements de la mer* [C 4 610] dans ce traité, devra être réalisée sur un espace beaucoup plus grand que le précédent, mais avec une maille beaucoup plus lâche.

Cet espace de mesure est en fait fonction de la longueur d'onde de la houle incidente et peut être borné par deux considérations :

- la profondeur d qui, si elle est supérieure à la moitié de la longueur d'onde L de la houle, n'influe pas sur la réfraction de la houle donc sur la modification de celle-ci ;
- l'éloignement qui devra être de l'ordre de 30 à 50 longueurs d'onde, distance suffisante pour prendre en compte les modifications de la houle à proximité de l'ouvrage.

Bien entendu, des variations importantes dans la topographie, même éloignées, doivent être reconnues.

Exemple : au large des côtes de Jijel (Algérie), une butte culminant à (~ 30 m) par des fonds de 600 m à quelques miles au large a dû être reconnue, compte tenu de l'effet de convergence qu'elle pouvait induire sur l'ouvrage projeté.

1.2.2 Houles

Une fois connues les houles au large, il s'agit de les « ramener à la côte », c'est-à-dire de caractériser la houle qui viendra frapper l'ouvrage.

À partir des caractéristiques de la houle au large et en utilisant les méthodes décrites aux articles *Mouvements de la mer* [C 4 610] et *Modèles en hydraulique maritime* [C 182], il est possible d'estimer avec une bonne approximation la houle à prendre en compte pour le calcul de l'ouvrage.

En plus des caractéristiques des houles extrêmes (période T_{pic} correspondant au pic d'énergie du spectre et creux significatif H_s), il est utile de connaître la durée de la tempête de référence et l'évolution de la période et du creux de la houle pendant celle-ci pour pouvoir en tenir compte dans l'établissement du projet.

Ainsi, on déterminera pour les conditions normales (CN) et pour les conditions exceptionnelles (CE), par analogie aux règlements aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU), les caractéristiques des houles à prendre en compte (T_{pic} , H_s) ainsi que l'histogramme des tempêtes correspondantes. Bien entendu, on tiendra compte de l'effet des autres ouvrages du port.

1.2.3 Vents

L'étude des vents locaux n'est à entreprendre que s'ils sont susceptibles de modifier notamment les caractéristiques de la houle au large ou s'ils peuvent avoir un impact important sur le franchissement par la houle des ouvrages de protection.

1.2.4 Courants

Une étude particulière est à entreprendre si les courants quels qu'ils soient, y compris ceux générés par la houle, sont susceptibles, soit de modifier profondément les caractéristiques de la houle, soit

par leur capacité de transport des matériaux, notamment ceux mis en suspension par la houle, de modifier la sédimentologie le long de l'ouvrage.

Dans ce dernier cas, il faudra prévoir des dispositifs antiaffouillement en cas d'érosion présumée, ou des mesures destinées à lutter contre l'engrassement si celui-ci n'est pas souhaité.

1.2.5 Niveaux de référence

À partir des données recueillies et des études faites conformément à l'article *Principes d'implantation et d'aménagement des ports* [C 4 630], il est possible de déterminer pour les conditions normales (CN) et les conditions exceptionnelles (CE) les niveaux d'eau à prendre en compte :

niveau de référence haut NRH
niveau de référence bas NRB

qui permettront de définir et de calculer les diverses parties de l'ouvrage.

D'une manière générale, les parties hautes des ouvrages sont plus exposées lorsque le niveau s'établit au NRH et réciproquement pour les parties basses.

Par contre, des niveaux intermédiaires peuvent s'avérer plus néfastes, notamment si l'on s'intéresse à l'attaque du talus arrière de digues à talus fortement franchissables.

1.3 Matériaux disponibles

Outre la recherche des matériaux marins nécessaires ou simplement utiles à la réalisation de tels ouvrages, il est nécessaire de bien cerner les ressources en matériaux principalement utilisés dans ce type d'ouvrage.

1.3.1 Carrière d'enrochements

Lors de la construction de digues à talus en enrochements, le besoin en ce type de matériaux est très important et peut atteindre plusieurs millions de mètres cubes (Antifer en France, Sinès au Portugal, Jorf-Lasfar au Maroc). Le besoin est un peu moindre s'il s'agit seulement de réaliser le soubassement d'une digue verticale.

Il y a donc lieu de procéder à une reconnaissance géotechnique permettant de choisir la carrière qui devra fournir l'ensemble du chantier. Mais cette reconnaissance n'est, en général, pas suffisante et il faudra procéder à des tirs expérimentaux qui permettront de définir la proportion et la granulométrie des enrochements que l'on peut espérer de cette carrière.

En général, et malgré ces précautions, les estimations s'avèrent trop souvent optimistes. Il est bien rare que la carrière soit homogène et cela peut réservier quelques surprises désagréables. De plus, l'exploitation de la carrière avec des tirs journaliers n'est pas sans conséquence sur la fissuration ou la microfissuration de la roche en place, et les blocs obtenus en fin de chantier sont généralement de moins bonne qualité que ceux obtenus au début. Il y a donc lieu d'adopter une gestion prévisionnelle de la carrière et de se prémunir contre une dégradation des caractéristiques des matériaux fournis par celle-ci, parfois en réalisant des stocks complémentaires.

Par ailleurs le concepteur s'attachera à utiliser l'ensemble des produits de carrière et à limiter le tri et la manipulation des enrochements.

Ainsi on évitera de prévoir des catégories 0,5 t à 2 t puis 3 t à 8 t qui supposent 2 tris et laissent un résidu de blocs compris entre 2 t et 3 t.

En tout état de cause, il est rare que même une excellente carrière puisse produire plus de 30 % d'enrochements de catégorie supérieure à 1 t.

1.3.2 Bétons

La construction des ouvrages de protection, dès lors qu'ils sont d'une taille importante, utilise beaucoup de béton :

- non armé pour les blocs artificiels des carapaces des digues à talus ;
- armé par les caissons des digues verticales.

Il s'agit donc de produire en grande quantité un béton de bonne qualité lui permettant de résister à l'eau de mer. Certaines règles méritent d'être rappelées ici.

■ Il est nécessaire d'utiliser un **ciment prise mer** ou en ayant les caractéristiques, d'autant que les bétons sont souvent gâchés à l'eau de mer (bétons non armés). Faute de quoi le béton est désagrégé en moins de 2 ans.

■ Le **dosage en ciment** doit être élevé (règle des eaux agressives) :

$$C \geq \frac{700}{\sqrt[5]{D}}$$

avec C (kg/m³ de béton) dosage en ciment,
 D (mm) dimension du tamis du plus gros agrégat.

■ Le **dosage en eau** E (kg/m³ de béton) doit être faible, ce qui rend souvent nécessaire l'emploi de fluidifiant :

$$\frac{E}{C} \leq 0,4$$

■ La **granulométrie** des agrégats doit être bien étalée.

Le respect de ces règles, après les essais de convenance, conduit à un béton présentant une bonne résistance à la compression simple et une bonne durabilité.

Ces qualités ne sont toutefois pas suffisantes si l'on désire réaliser des blocs artificiels utilisés à la place d'enrochements naturels, pour lesquels on recherche :

- une densité élevée, au minimum de 2,4 soit un poids volumique de 23,5 kN/m³, ce qui peut conduire soit à l'utilisation d'agrégats lourds, soit à améliorer la granulométrie par ajouts d'éléments ultrafins (fumée de silice, sablon, filer ...) ;
- une résistance aux chocs élevée, pour lesquels on procédera à des essais grandeur nature de chute de blocs sur une surface dure ou même sur un autre bloc.

■ **Exemple** : les spécifications pour la reconstruction de la digue de Sinès (Portugal) sont très précises sur ces deux derniers points, mais n'imposent rien en ce qui concerne la résistance à la compression simple qui devient alors une conséquence du reste...

1.3.3 Aciers

La fourniture des aciers pour béton armé ou pour les pieux doit respecter les normes en vigueur.

On vérifiera, notamment lorsqu'il s'agit de réaliser un ouvrage dans certains pays aux approvisionnements difficiles, que l'on disposerai en temps utile des quantités, qualités et dimensions nécessaires.

Il ne faut pas oublier que l'eau de mer est agressive et produit une corrosion très active à l'interface eau-air (figure 1). En l'absence de protection, il est donc raisonnable de tabler sur une corrosion pouvant atteindre 2 à 3 mm au bout de 10 à 15 ans pour les aciers directement exposés (pieux, tubes).

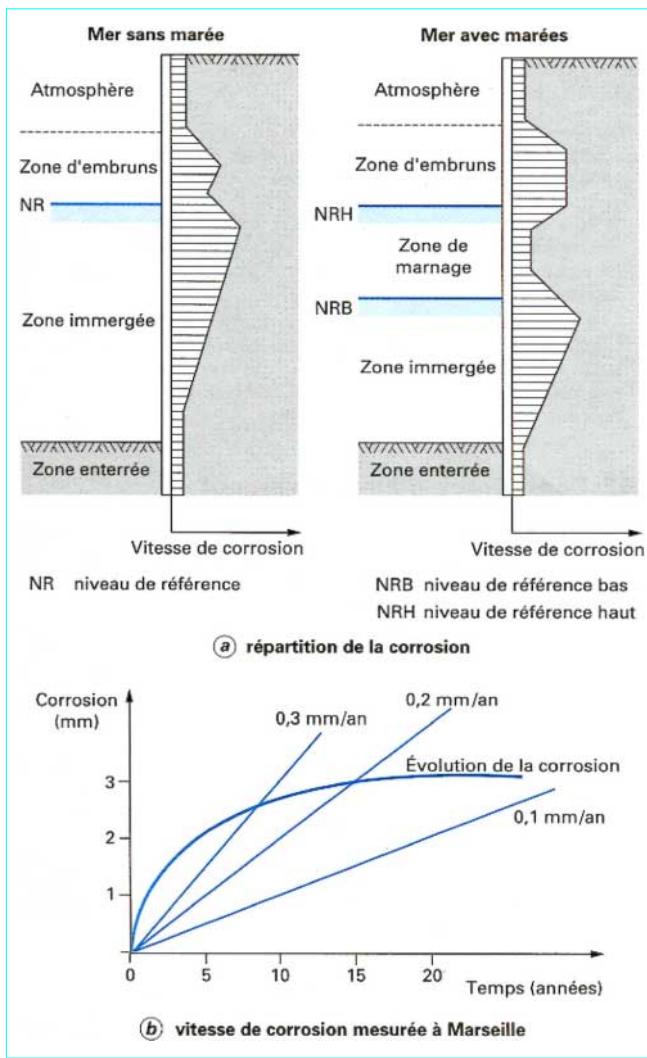


Figure 1 – Corrosion des aciers en site maritime
(mesures effectuées sur des palplanches)

La meilleure protection reste la peinture, ou tout autre système de protection superficielle si elle est possible, ou un surdimensionnement dans le cas contraire. La mise en place d'une liaison équipotentielle est elle aussi efficace.

L'utilisation de protection cathodique doit être examinée avec précaution car on doit alors prévoir le coût de fonctionnement annuel et surtout s'assurer que les nombreux autres ouvrages métalliques du port (portes d'écluses, pieux des appontements, palplanches des quais, etc.) ne serviront pas d'anode sacrificielle.

1.4 Évaluation de la houle de projet

La stabilité des ouvrages de protection contre la houle dépend essentiellement des caractéristiques de la houle susceptible de venir attaquer l'ouvrage pendant sa vie.

La détermination de la houle de projet est basée sur la bonne connaissance des houles du site, mais aussi sur d'autres critères parmi lesquels figurent en bonne place la durée de vie de l'ouvrage et le risque admissible.

1.4.1 Durée de vie de l'ouvrage

Plus la durée de vie de l'ouvrage est importante, plus la probabilité d'avoir affaire à des tempêtes importantes est grande.

Les formules suivantes, extraites de l'article *Mouvements de la mer* [C 4 610], traduisent cette quasi-évidence :

$$p_E = 1 - \exp(-L/T)$$

$$\text{ou} \quad T = -L/\ln(1 - p_E)$$

avec T durée de retour,

L durée de vie de l'ouvrage,

p_E probabilité du risque de dommage E (correspondant à un creux H de la houle d'une durée de retour T).

D'un point de vue pratique, pour un ouvrage déterminé dont la durée de vie est de l'ordre de 50 ans, on a :

— une quasi-certitude d'être confronté au moins une fois à la houle décennale ($p_E = 99,5\%$) ;

— pratiquement une chance sur deux d'être confronté à la houle centennale ($p_E = 39\%$) ;

— une chance non négligeable (5 %) d'être confronté à la houle millénaire.

Si l'on désire se prémunir contre les risques à 99 %, il faudra adopter une houle de calcul dont la période de retour sera 100 fois la durée de vie de l'ouvrage, ce qui entraînera vraisemblablement un coût d'investissement prohibitif. Il est alors nécessaire d'accepter un risque plus important, mais raisonnable.

1.4.2 Risque admissible

Il s'agit ici de déterminer aussi précisément et aussi objectivement que possible la notion de risque admissible. En effet, celui-ci n'est pas le même si l'on veut protéger des effets de la mer une centrale nucléaire ou un simple remblai non exploité.

On peut utiliser alors deux critères qui permettent de mieux quantifier le risque encouru :

— le **critère de non-dommage** pour lequel la structure doit rester intacte et ne pas subir de mouvement important (non remaniement de la carapace pour une digue à talus, ou du talus de soubassement pour une digue verticale) ;

— le **critère de dommage réparable** pour lequel on admet que la structure puisse être endommagée mais effectivement réparable. Le concepteur doit s'assurer que l'ouvrage pourra objectivement être réparé du point de vue :

• **administratif** : les autorisations doivent être facilement obtenues (pourquoi pas *a posteriori* !),

• **financier** : il ne peut être question d'attendre plusieurs années les crédits pour réparer une digue car la mer se chargera d'augmenter les dégâts, sinon de la détruire complètement,

• **technique** : il faut s'assurer que l'on dispose dans un délai raisonnable et à courte distance des compétences nécessaires, de la technologie, des matériels et des matériaux nécessaires à la réparation.

Exemple : pour le port du Havre-Antifer, où l'on a utilisé ce type de critère pour le dimensionnement de la digue, l'ensemble des conditions a été respecté : lors de la construction, des éléments de la carapace en blocs cubiques rainurés ont été fabriqués et sont stockés sur place au cas où...

En général on associe le critère de non-dommage aux conditions naturelles normales (houle, vent, niveau de référence) et le critère de dommage effectivement réparable aux conditions naturelles exceptionnelles.

1.4.3 Critères à retenir pour l'évaluation de la houle de projet

La bonne connaissance des houles régnant sur le site, l'évaluation du risque admissible en fonction de la durée de vie et de la nature de l'ouvrage sont les critères les plus importants.

Mais il ne faut pas négliger les phénomènes de fatigue des ouvrages, car la houle va imposer de l'ordre de 10 000 sollicitations alternées par jour (pour une période de 8,6 s) et c'est sur une structure éprouvée qu'arriveront groupées les vagues les plus fortes.

La durée de la tempête intervient comme facteur important sur les problèmes des dégradations des fondations ou des érosions de pied dues au transport des sédiments générés par la houle.

On peut essayer de tenter une approche économique pour choisir la houle de projet. Si l'on appelle, pour une houle de projet donnée :

- C le coût total actualisé sur la durée de vie de l'ouvrage ;
- I les coûts d'investissement ;
- E les coûts d'entretien ;
- R les coûts des réparations ;
- (ces deux séquences de coût peuvent être calculées en tenant compte des probabilités d'apparition des dommages)
- J le taux d'actualisation ;
- N la durée de vie de l'ouvrage ;
- a l'indice de l'année ;

on obtient :

$$C = \sum_{a=0}^{a=N} (I_a + E_a + R_a)/(1 + J)^a$$

En fait, l'expérience montre que l'obtention des crédits d'entretien ou de réparation est en général plus difficile que celle des crédits de premier investissement. On peut alors faire appel à la notion de taux de rareté des crédits τ ($\tau \geq 1$) et la formule ci-dessus s'écrit alors :

$$C = \sum_{a=0}^{a=N} (\tau_I I_a + \tau_E E_a + \tau_R R_a)/(1 + J)^a$$

En général :

— τ_I taux de rareté des crédits d'investissement, est connu car il résulte de choix et de priorité de la politique d'investissement ;

— τ_E et τ_R taux de rareté des crédits d'entretien et de réparations, sont mal connus, dépendant des ressources disponibles à un moment donné (généralement faibles pour les pays en voie de développement), mais sont en général très grands.

Donc, pour un coût total actualisé, il vaudra souvent mieux augmenter les investissements en accroissant la sécurité de l'ouvrage et en diminuant l'entretien et les réparations. Un surdimensionnement de l'ouvrage ne coûte pas forcément plus cher.

Au total, on pourra, pour un ouvrage standard d'une durée de vie de 50 ans, retenir comme conditions normales la tempête décennale et comme conditions exceptionnelles la tempête centennale associées aux niveaux d'eau correspondants.

1.5 Évaluation des contraintes du projet

Une fois accomplies toutes les études préliminaires destinées à mieux cerner les données techniques du projet, il s'agit de choisir les deux ou trois variantes susceptibles d'être réalisées compte tenu du contexte local dans toutes ses composantes.

1.5.1 Contraintes techniques

Le recensement des compétences et des matériels utilisables permet de fixer les bornes du projet : si l'on ne dispose que d'une grue de 10 t à 15 m il ne peut être envisagé de poser des éléments de 15 t à 20 m, ce qui peut contribuer à écarter les solutions de type digue à talus.

À l'inverse, l'absence d'installations spécialisées (type forme de radoub ou équivalent) nécessaires à la construction de caissons de grandes dimensions peut conduire à écarter les solutions du type digue à talus.

Dès le niveau de la conception, l'analyse objective et impartiale des capacités d'une carrière d'enrochements et du choix des solutions possibles peut éviter bien des déboires.

Exemple : pour la construction du port du Havre-Antifer, il a été procédé à la réalisation d'une digue expérimentale afin de tester la qualité des matériaux extraits de la falaise. Cela a permis de conclure à la faisabilité d'une telle digue.

À l'inverse, et malgré l'excellente qualité des basaltes du Mont Cameroun, l'importance du volume des cendres volcaniques qui aurait nécessité des terrassements volumineux a conduit à choisir une digue verticale pour protéger le port pétrolier de la pointe Limboh desservant la raffinerie de Victoria.

1.5.2 Contraintes d'environnement

Les études d'impact ont pour but d'évaluer l'incidence des nouveaux ouvrages sur le devenir marin. À titre d'exemple, une digue à talus en enrochements permet de développer la vie sous-marine, sous réserve du maintien de la qualité du milieu.

Exemple : le port pétrolier du Hauvre-Antifer a permis quelques expériences d'élevage de saumons. La production de homards n'a cessé de croître depuis vingt ans. Le site a donc été classé, ce qui est une réussite pour une activité considérée comme polluante.

Par contre, il est nécessaire de tenir compte de la gêne apportée lors de la construction. Ainsi, pour la nouvelle digue destinée à protéger l'agrandissement du port de Dieppe, il a été admis comme une gêne non tolérable le fait de faire traverser la ville par des milliers de camions nécessaires au transport des enrochements de la nouvelle digue. Une solution de type digue verticale a été retenue. Le choix de cette solution a été facilité dans la mesure où les caissons ont pu être fabriqués au Havre en forme de radoub.

1.5.3 Contraintes d'efficacité

Il faut tenir compte des paramètres exposés à l'article *Principes d'implantation et d'aménagement des ports* [C 4 630], qui permettent d'évaluer l'efficacité comparée des diverses solutions. Pour un port, seul le résultat global est important : une digue verticale, même à paroi perforée, est en général plus réfléchissante qu'une digue à talus. Par contre, elle permet au niveau de la passe d'entrée, pour une même longueur utile, une pénétration moindre de la houle, ce qui entraîne une moindre agitation des plans d'eau, qui peut compenser et au-delà l'inconvénient signalé ci-avant.

1.5.4 Choix du type d'ouvrage

Le choix du type d'ouvrage à réaliser est en fait assez simple et se résume dans la plupart des cas à choisir entre une digue à talus et une digue verticale.

Pour cela, on pourra recourir à une ou des analyses multicritères pour lesquelles on aura eu soin de mettre en évidence des critères éliminatoires tels que ceux qui ont été cités ci-avant à titre d'exemple.

Pour des ouvrages très ponctuels tels que la protection d'émissaire en mer, on pourra recourir à des solutions faisant appel à des ouvrages spéciaux, dans la mesure où le coût généralement élevé au mètre d'ouvrage est compensé par des coûts faibles d'installations de chantier.

2. Diges à talus

2.1 Généralités

Les digues sont réalisées au moyen de matériaux plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous la forme d'un trapèze qui va opposer à la progression de la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux.

La houle résiduelle ou recréée derrière l'ouvrage sera composée :

- de la houle transmise à travers l'ouvrage ;
- de la houle qui franchira l'ouvrage soit par déversement au-dessus de celui-ci, soit par des paquets de mer jaillissant à plusieurs dizaines de mètres de hauteur et qui, poussés par le vent, retomberont derrière l'ouvrage.

2.1.1 Éléments constitutifs de la digue

Une digue à talus est composée (figure 2) :

- d'un soubassement et éventuellement d'un tapis de pied à la partie inférieure de la digue ;
- d'un noyau protégé par des sous-couches et par des carapaces en éléments capables de résister à l'attaque de la houle côté extérieur, mais aussi côté intérieur, pouvant être maintenues en partie basse par des butées de pied ;
- de cavaliers de pied qui renforcent, si besoin, l'ouvrage en partie basse ;
- enfin d'un couronnement en partie haute.

2.1.2 Mode de fonctionnement

La houle qui vient frapper une digue à talus a une action complexe et diversifiée.

Lorsque l'on observe en modèle réduit l'action de la houle, on constate que :

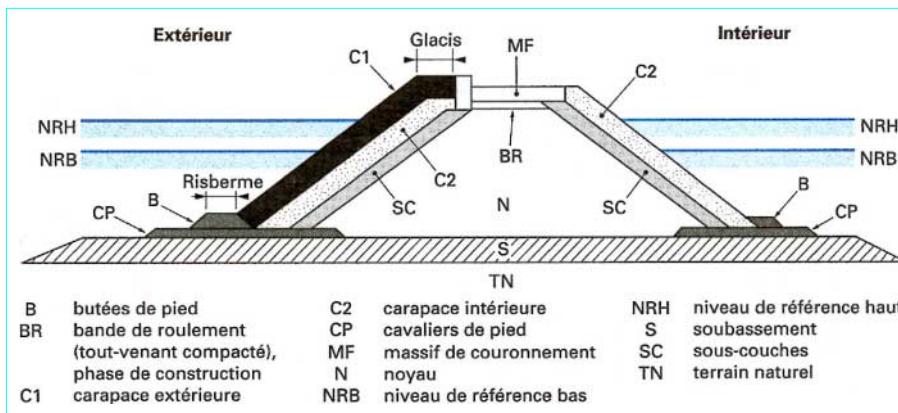


Figure 2 – Coupe type d'une digue à talus : éléments constitutifs

— à vague montante, elle exerce sur la carapace une action de bas en haut qui tend à soulever les blocs situés à l'extérieur ;

— à vague descendante, les blocs sont aspirés vers le bas et reprennent dans la plupart des cas la place qu'ils occupaient auparavant.

L'analyse plus fine du phénomène montre que (figure 3) :

— à lame montante, la houle à l'extérieur de la digue agit bien comme indiqué sur la figure 3, pendant qu'une partie de l'eau et de l'énergie va s'infiltrer à l'intérieur de la carapace et des sous-couches. Compte tenu des frottements et des pertes de charge, cette ascension intérieure sera plus lente que celle constatée à l'extérieur de la digue ;

— au début du mouvement de reflux de la vague à l'extérieur, le mouvement de l'eau à l'intérieur est toujours ascendant, puis le mouvement intérieur va s'inverser.

On constate alors un déphasage du niveau de l'eau entre l'intérieur de la digue (carapace et sous-couches) et l'extérieur, qui va produire deux effets :

— **en partie haute de la digue** : arrachement des blocs les moins stables qui peuvent être complètement éliminés de la digue soit parce qu'ils retombent au pied de celle-ci, soit parce qu'ils sont emportés du côté intérieur par les franchissements ;

— **en partie basse de la digue** : expulsion horizontale des blocs soumis à la différence de pression maximale lorsque la lame est au niveau le plus bas à l'extérieur et au niveau le plus haut dans la digue.

Du point de vue de l'efficacité en matière de réflexion de la houle, l'optimum est atteint lorsque le déphasage est égal à la demi-période de la houle : l'onde réfléchie ou réémise est en opposition de phase avec l'onde incidente. Par contre, l'action sur les éléments de carapace est la plus importante dans ce cas.

Le déphasage dépend de très nombreux paramètres parmi lesquels on peut citer :

- les caractéristiques de la houle : creux, période, longueur d'onde, cambrure ;
- les caractéristiques du fond : profondeur d'eau, pente des fonds ;
- les caractéristiques de la digue : pente du talus, porosité et rugosité de la carapace et des sous-couches (à l'échelle de la houle), perméabilité du noyau.

Chaque cas est un cas particulier qui devra être étudié.

Par ailleurs, une partie de la houle peut passer par-dessus l'ouvrage (franchissements et déversement) ou même se propager à l'intérieur de celle-ci si la porosité du noyau le permet.

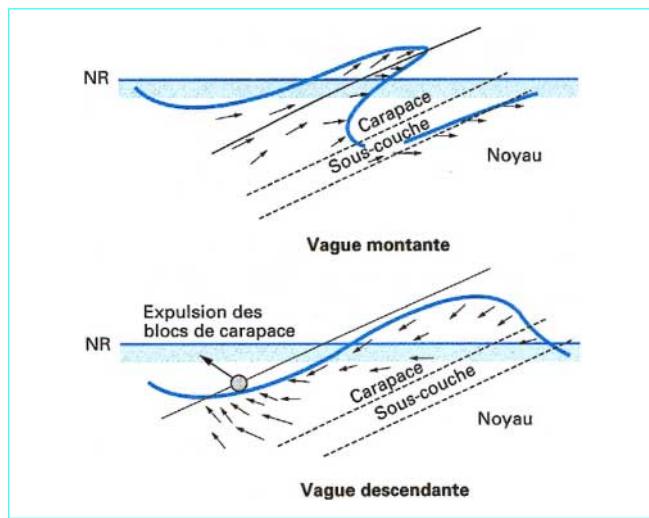


Figure 3 – Action de la houle sur une digue à talus

2.2 Conception de la digue

2.2.1 Soubassement

Le soubassement est destiné à asseoir le corps de la digue en le surélevant de façon à économiser les matériaux nobles. Il est généralement réalisé avec des matériaux provenant du site : galets, sable.

Dans le cas où ces matériaux sont susceptibles d'être remaniés par la houle, il y a lieu de les protéger par des matériaux plus grossiers que l'on dépose en tapis.

Ce soubassement peut aussi servir de filtre entre le corps de digue et le sol sous-jacent. Lorsque celui-ci est très fin, il pourra s'avérer nécessaire de disposer à l'interface un tapis de fascines ou un géotextile lesté, de façon à limiter l'enfoncement du noyau dans le sol en place.

2.2.2 Noyau

Une attention particulière doit être apportée à la réalisation du noyau car cela conditionne la qualité de l'ouvrage. Le noyau devra être non poreux pour arrêter les ondes longues contenues dans la houle et donc comporter des éléments fins en quantité suffisante.

Pour qu'il puisse être mis en œuvre et résister à la houle lors de la construction ainsi qu'aux pressions transmises dans l'ouvrage fini, il devra être bien charpenté. On recourra donc à un tout-venant bien graduée de 0 à 500 kg ou 0 à 1 t.

On s'attachera à ce que la pente naturelle du talus obtenu soit aussi proche que possible de la pente désirée pour l'ouvrage fini, souvent comprise entre 3/2 (trois de base pour 2 de haut) et 4/3. Pour des raisons de coût on évitera d'avoir à remodeler cette pente.

2.2.3 Cavaliers de pied

Ils ont pour but de limiter l'extension latérale du noyau, notamment lorsque celui-ci n'a pas la raideur souhaitée. Ils sont réalisés en enrochements dont la granulométrie est identique à celle des sous-couches. Ils servent de transition entre les éléments de carapace ou la butée de pied et le soubassement.

La dimension à donner à ces cavaliers doit tenir compte de la précision de réalisation : on prévoira un débordement de l'ordre de 3 à 5 m correspondant aux tolérances d'exécution.

2.2.4 Sous-couches

Le noyau réalisé avec des éléments de petite taille ne peut en général pas résister à la houle venant frapper l'ouvrage. Il devra être défendu par une carapace dont les éléments peuvent atteindre plusieurs dizaines de tonnes. Entre les deux, il est nécessaire de disposer des éléments de transition : la ou les sous-couches qui ont un rôle multiple.

2.2.4.1 Rôle de filtre granulométrique

Le premier rôle que doivent assurer les sous-couches est un rôle de filtre granulométrique permettant de retenir les matériaux les plus fins. On pourra à cet effet vérifier que les règles énoncées par Terzaghi sont bien respectées.

Si :

F est le filtre ;

B le matériau à protéger ;

D_x la dimension du tamis pour lequel on observe $x\%$ de passant,

les règles de Terzaghi établies pour des matériaux de faible dimension (sables, graviers ou cailloux) sont :

$$D_{15}(F) \leq 5 D_{85}(B)$$

$$D_{50}(F) \leq 25 D_{50}(B)$$

$$4 < \frac{D_{15}(F)}{D_{15}(B)} < 20$$

Pour les matériaux grossiers qui constituent les sous-couches, on peut adapter ces règles en remarquant que le poids d'un enrochement est proportionnel au cube de la dimension D de cet enrochement.

D'une manière pratique, les Américains [3] préconisent que les poids moyens respectifs des enrochements des diverses couches soient (figure 4) :

W = poids moyen de la carapace ;

$W/10$ = poids moyen de la première sous-couche ;

$W/200$ = poids moyen de la deuxième sous-couche ;

$W/4\ 000$ à $W/6\ 000$ = poids moyen des éléments du noyau.

Suivant les dimensions respectives des éléments constitutifs du noyau et de la carapace, on sera amené à disposer 1 ou 2 sous-couches, qui comporteront chacune au moins 2 lits d'enrochements, souvent 3 lorsqu'il n'y a qu'une seule sous-couche.

Le non-respect de cette disposition constructive essentielle aurait des conséquences très néfastes pour la tenue de la digue. En l'absence de filtre, les éléments les plus fins du noyau traverseront la carapace, provoquant un tassement général de l'ouvrage, un affaissement de la carapace, pendant que les éléments les plus grossiers viendront colmater celle-ci, créant des surpressions à lame descendante pouvant, alors, provoquer la destruction de la digue.

2.2.4.2 Rôle de filtre hydraulique

L'importance de ce rôle n'a été que récemment mis en évidence. Entre une carapace très perméable et un noyau que l'on veut imperméable, il est nécessaire de réaliser correctement la transition hydraulique de façon à disperser le plus harmonieusement possible les surpressions générées par la houle.

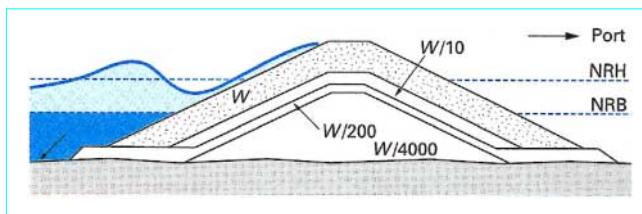


Figure 4 – Granulométrie des différentes couches (d'après le CERC [3])

En fait, du seul point de vue de la tenue de la carapace sous l'action de la houle, il est préférable d'avoir une sous-couche aussi poreuse que possible, ce qui amène à augmenter la granulométrie des sous-couches donnée précédemment, pour porter les poids moyens à :

- 1^{re} sous-couche : $W/4$ à $W/8$;
2^e sous-couche : $W/10$ à $W/20$.

La dissipation de l'énergie de la houle à l'intérieur de l'ensemble constitué par la carapace et les sous-couches est alors suffisante pour ne pas risquer de voir les éléments du noyau s'échapper du corps de digue.

2.2.4.3 Rôle de transition de dureté

Il est primordial pour la tenue à long terme de la digue et de la carapace de s'assurer que le mouvement des éléments constituant celle-ci ne viendra pas détruire, en les martelant, les éléments sous-jacents. Si l'on peut adopter, pour le noyau, des matériaux relativement fragiles parce qu'ils sont protégés contre les chocs par la ou les sous-couches, celles-ci devront présenter à cet égard de bonnes caractéristiques.

Exemple : au Havre, pour la construction de la digue dite « des extensions », dont la durée de vie n'était estimée qu'à deux ans, on avait mis en place des blocs de silico-calcaire sous les blocs de carapace constitués de blocs cubiques. Au bout de quelques années, il a fallu remplacer cette sous-couche par des enrochements durs (quartzite).

Fort de cette expérience, pour la construction d'Antifer, pour protéger le noyau on a mis en place une sous-couche en silico-calcaire, puis une sous-couche en enrochements de béton (les enrochements naturels étant d'un prix de revient trop élevé) et enfin la carapace en blocs cubiques rainurés (12 t ou 24 t). On a ainsi réalisé une véritable transition de dureté.

2.2.4.4 Rôle d'accrochage de la carapace

D'une manière générale, un talus est d'autant plus stable que les éléments qui le constituent sont plus rugueux et que l'angle de talus naturel augmente. Il en est de même pour les talus qui sont soumis à l'attaque de la houle.

La tenue de la carapace d'une digue à talus est donc liée à la qualité du support. Pour une carapace constituée d'éléments posés en vrac, on cherchera à réaliser une sous-couche aussi rugueuse et irrégulière que possible. Les aspérités de la sous-couche permettront de limiter, autant que faire se peut, les glissements et tassements de la carapace, contribuant ainsi à améliorer la tenue globale de l'ouvrage.

2.2.4.5 Géométrie des sous-couches

L'épaisseur d'une sous-couche est fonction de la forme des éléments qui la composent, du nombre de lits et de l'arrangement que l'on souhaite obtenir.

On peut utiliser la formule suivante :

$$e = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

avec e épaisseur de la sous-couche,
 n nombre de lits,
 k_{Δ} coefficient tenant compte de la nature de la sous-couche,
 W poids moyen des éléments constitutifs (W_{50}),
 γ_s poids volumique des éléments,

ou, en posant :

$$a = \text{arête du cube équivalent} = \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

$$e = nk_{\Delta}a$$

Le nombre N d'éléments à mettre en œuvre pour couvrir 1 m² de talus est alors :

$$N = nk_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{\gamma_s}{W} \right)^{2/3}$$

avec P porosité de la sous-couche exprimée en %.

Cette formule, après adaptation, est utilisée dans la pratique pour donner le nombre d'éléments pour 100 m² de surface (compte tenu des dimensions des éléments utilisés).

Le tableau 1 donne les valeurs de k_{Δ} et P pour différents types d'éléments constitutifs.

Tableau 1 – Différents paramètres de calcul des couches et des carapaces d'enrochements

Nature	Nombre de couches	k_{Δ}	P (%)	K_D
Enrochement anguleux	2	1,15	37	4
Bloc cubique rainuré type Antifer	2	1,02	46	8
Tétrapode	2	1,04	50	8,3
Dolos	2	1,00	63	22
Accropode	1	1,30	(1)	10
(1) non significatif				

Ces formules peuvent être utilisées pour évaluer les mêmes données, épaisseur et nombre d'éléments par unité de surface de référence d'une carapace.

2.2.5 Carapace

De tous les éléments constitutifs d'une digue à talus, la carapace est certainement celui qui a fait l'objet des études les plus approfondies. Toutefois, son comportement sous l'action de la houle n'est pas totalement connu et bien des incertitudes subsistent.

2.2.5.1 Formules de stabilité

De très nombreux auteurs [17] ont proposé des formules permettant de calculer la stabilité d'un talus en enrochements soumis à l'action de la houle en fonction d'un certain nombre de paramètres.

Aucune ne peut actuellement rendre pleinement compte de la complexité de l'attaque d'une houle irrégulière par nature (creux, période et direction) sur un ouvrage dont le comportement est lui aussi complexe.

La formule la plus utilisée, sans doute parce que d'un emploi très simple, est celle d'Hudson :

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \cot\alpha \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$$

avec γ_w poids volumique de l'eau.

En posant :

$$K_D \cot\alpha = N_s^3$$

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) = d_a \text{ densité apparente}$$

on trouve :

$$a = \frac{H}{N_s d_a}$$

qui exprime très simplement que la dimension caractéristique a (arête du cube équivalent) d'un bloc de carapace est proportionnelle au creux H de la houle auquel il doit résister, compte tenu de sa « densité apparente déjaugée » d_a et d'un paramètre tenant compte globalement du comportement de ce bloc sur un talus faisant un angle α avec l'horizontale.

La **formule d'Hudson** est en fait une formule semi-empirique qui n'est **valable que pour des talus compris entre 25°** (2/1 : 2 de base pour 1 de haut) et **45°** (1/1).

Le creux H de la houle doit être celui qui représente l'action de la tempête de projet sur l'ouvrage. Pour le choix de ce creux, on pourra utiliser la méthode mise au point par les chercheurs du LNH (Laboratoire national d'hydraulique) [14]. À défaut, pour un avant-projet sommaire, on pourra adopter, pour le creux représentatif de la houle de projet, le creux $H_{1/10}$ pour la durée de retour sélectionnée en fonction de la durée de vie de l'ouvrage.

Le coefficient de stabilité K_D est un coefficient semi-empirique établi pour chaque type de bloc grâce à des essais en modèle réduit physique ou grâce à des observations réalisées sur des ouvrages déjà construits.

Il doit bien entendu être associé à un critère de dommage accepté et les valeurs données dans le tableau 1 établi suivant les indications issues du Shore Protection Manual [3] sont assez conservatrices. Elles pourront être avantageusement remplacées par celles du tableau 2 suivant les indications des chercheurs du LNH [14], sous réserve de procéder ensuite à des essais de vérification sur modèle réduit physique à deux, voire trois dimensions.

Tableau 2 – Coefficient de stabilité K_D en fonction des dommages (d'après [14])

Type de bloc	Dommages (chute de blocs)			
	0 à 1 %	1 à 5 %	5 à 10 %	10 à 20 %
Enrochement naturel	3,2	5,1	7,2	9,5
Bloc cubique rainuré type Antifer	8	13	18	24

Cette formule dite « d'Hudson » est d'un emploi extrêmement commode, mais ne prend pas en compte l'ensemble des paramètres liés à la stabilité de l'ouvrage tels que la période de la houle ou la porosité et la composition des sous-couches qui sont, en fait, implicitement intégrées dans le coefficient K_D .

On peut être amené à augmenter la taille unitaire de chaque bloc pour améliorer la sécurité de l'ouvrage. Le surcoût dû à la plus grande quantité de matière utilisée peut être compensé et au-delà par les économies réalisées lors de la pose.

Exemple : augmenter d'un tiers le poids des blocs revient à augmenter de 10 % le volume mis en œuvre et à diminuer de 21 % le nombre d'éléments.

2.2.5.2 Choix du type d'élément de carapace

Une digue à talus en enrochements est normalement protégée par une carapace en enrochements naturels issus de la même carrière que celle dont sont issus les autres matériaux.

Toutefois, pour que cette utilisation soit possible, il faut qu'un certain nombre de conditions soient remplies :

- taille des blocs suffisante pour résister à la houle ;
- qualité suffisante des blocs et durabilité de ceux-ci lorsqu'ils sont soumis aux divers chocs (non-fragilité) ;
- équilibre de la carrière respecté de façon à utiliser tous les matériaux issus de la carrière : la proportion d'éléments de grandes dimensions susceptibles d'être utilisés en carapace est en général faible (de l'ordre de quelques pour-cent).

Lorsque toutes ces conditions sont réunies, l'utilisation des enrochements naturels s'avère bien souvent la meilleure solution technique économique et esthétique.

Dans les autres cas, il est nécessaire de recourir à des blocs artificiels, généralement réalisés en béton, la plupart du temps non armé.

Chaque type de bloc a un comportement bien spécifique lié à ses qualités intrinsèques et devra donc être utilisé dans les conditions correspondantes. Bien entendu les blocs artificiels devront, comme les blocs naturels, résister aux chocs et donc ne pas être fragiles.

2.2.5.3 Éléments à comportement isolé

Les éléments de carapace ont un comportement individuel, c'est-à-dire qu'ils ne résistent à l'action de la houle que par leur propre poids. Soulevés par la houle à lame montante, ils reprendront leur place si celle-ci est encore libre, sinon ils auront tendance à rouler au pied du talus, dégarnissant peu à peu celui-ci.

De ce fait, ces blocs sont le plus souvent utilisés en deux couches sinon trois couches, très rarement en une seule couche (sauf dans le cas où leur taille est surabondante).

Compte tenu de leur comportement individuel, il est tout à fait normal de constater, lors des premières tempêtes, des chutes de blocs en pied de talus correspondant à 1 ou 2 % du nombre total de blocs de la carapace, sans que cela ne soit nuisible à la tenue à long terme : ce sont les blocs les plus instables, mal posés ou mal calés, qui tombent.

La rupture de la carapace intervient très progressivement lorsque la houle augmente. Les réparations restent cependant possibles tant que les dégâts n'atteignent pas la sous-couche et que le pourcentage de chute de blocs ne dépasse pas 20 %.

Les **enrochements naturels** restent, pour les projets les plus modestes, la meilleure solution. Malgré un faible coefficient K_D de la formule d'Hudson, compensé par une masse volumique plus élevée que celle du béton composant les blocs artificiels, ils assurent, même lorsqu'ils sont remaniés par la houle, une bonne perméabilité de la carapace du fait de leur irrégularité. Ils procurent donc une protection qui ne se dégrade que très peu avec le temps (sauf en cas de rupture des blocs eux-mêmes).

Les **blocs cubiques lisses** présentent l'inconvénient d'être largement remaniés par la houle et d'adopter une disposition en pavage. Cette disposition est défavorable pour la tenue de la protection à cause de la création de surpressions à l'intérieur du corps de digue susceptibles d'expulser un ensemble de blocs. De plus, la mise en vitesse des lames le long du talus favorise le déversement de la houle par-dessus l'ouvrage et l'attaque du talus arrière.

Pour pallier cet inconvénient, on a parfois utilisé des mélanges de blocs de tailles différentes comme à Dunkerque (10 t et 20 t). Mais une amélioration sensible a été apportée par la mise au point de cubes rainurés à Antifer en 1973.

Ces blocs lisses sont donc peu utilisés à l'heure actuelle.

2.2.5.4 Éléments à comportement de groupe

Ces éléments résistent à la fois par leur propre poids, mais aussi par l'effet de groupe procuré par une imbrication des blocs entre eux.

Cette imbrication n'est possible que si les blocs présentent des formes particulières facilitant le phénomène et que, de plus, la pose a été réalisée suivant un plan bien déterminé. Le respect du maillage, de la densité de pose des blocs, de la position et de l'attitude de chaque bloc est donc une condition *sine qua non* de la réussite d'une telle configuration.

Lorsque la houle attaque violemment une carapace ainsi constituée, c'est l'ensemble de celle-ci qui se soulève et reprend sa place : on a l'impression que la carapace « respire » sous l'action des vagues les plus fortes.

Si, pour une raison quelconque, un élément de la carapace parvient à s'échapper, deux choses peuvent alors se produire :

— ou bien l'ensemble de la carapace évolue, modifie son propre maillage de façon à venir combler l'espace vide et à reconstituer l'imbrication initiale, et alors la carapace continue à assurer son rôle ;

— ou bien le trou attire individuellement un puis plusieurs blocs qui se trouveront à leur tour entraînés hors de la carapace, et il s'ensuit une rupture en chaîne par « détricotage » de la carapace.

On considère, compte tenu de ce mode de rupture, que le seuil de **1 % de chute de blocs est un seuil alarmant à ne pas dépasser**, même dans ces conditions extrêmes.

Les premiers blocs de ce type ont été les **dolos** (figure 5), dont la forme est particulièrement propice à un bon enchevêtrement. Malheureusement, ce type de bloc est particulièrement fragile et cela a été à l'origine de la rupture de la digue de Sinès en 1979.

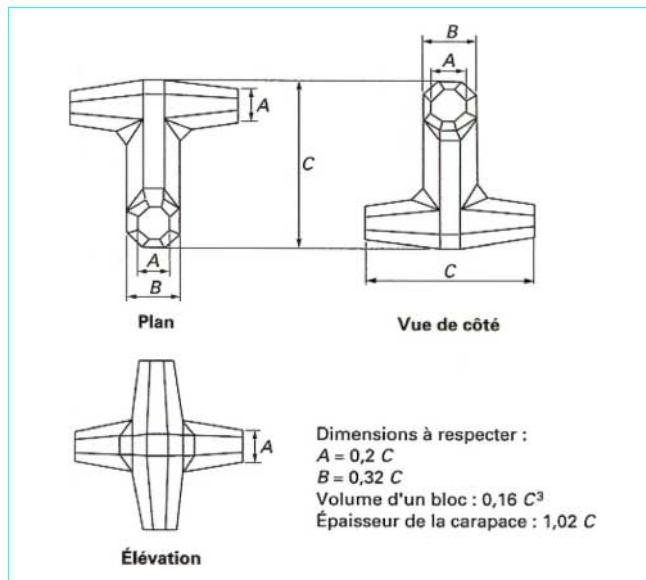


Figure 5 – Dolos (d'après doc. LNH)

De ce fait, le dolos ne peut être utilisé que si l'on retient, sur modèle réduit, un critère de non-mouvement pour en étudier la stabilité.

Fortes des enseignements tirés de cette catastrophe, mais aussi des bons résultats obtenus avec des blocs à comportement mixte (tétrapodes décrits ci-après), la SOGREAH a mis au point **le bloc accropode** (figure 6).

Ce bloc a fait l'objet d'études de résistance intrinsèque aux chocs (performance bien meilleure que celle des tétrapodes) et d'étude de comportement global.

Les critères de stabilité retenus ont porté à la fois sur l'observation des chutes de blocs et sur les mouvements de ceux-ci (figure 7).

Les plans de maillage doivent être rigoureusement respectés, moyennant quoi, ce bloc utilisable en une seule couche présente d'indéniables qualités.

2.2.5.5 Éléments à comportement mixte

L'intérêt de ce type d'élément de carapace est en fait connu depuis longtemps : il est préférable d'utiliser des enrochements naturels anguleux plutôt que des enrochements arrondis, compte tenu que les premiers présentent de meilleures qualités d'accrochage et d'imbrication que les seconds. Il en est de même pour les éléments artificiels en béton.

Le premier d'entre eux, qui est maintenant bien connu, est le **tétrapode** (figure 8). Ce bloc est posé en deux couches : la première est constituée de tétrapodes posés à plat selon un plan de pose rigoureux, une des arêtes étant perpendiculaire au plan local de la digue. La deuxième couche est, elle aussi, positionnée très précisément, chaque tétrapode étant posé de façon inverse de ceux de la couche précédente (figure 9).

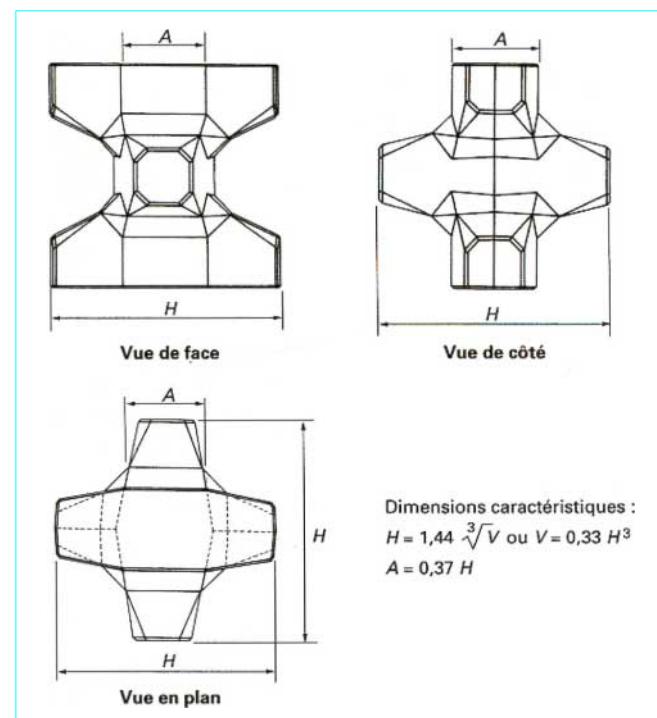


Figure 6 – Accropode® (d'après doc. SOGREAH)

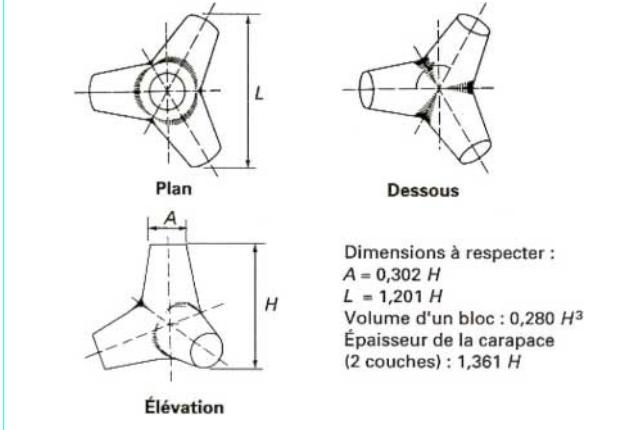
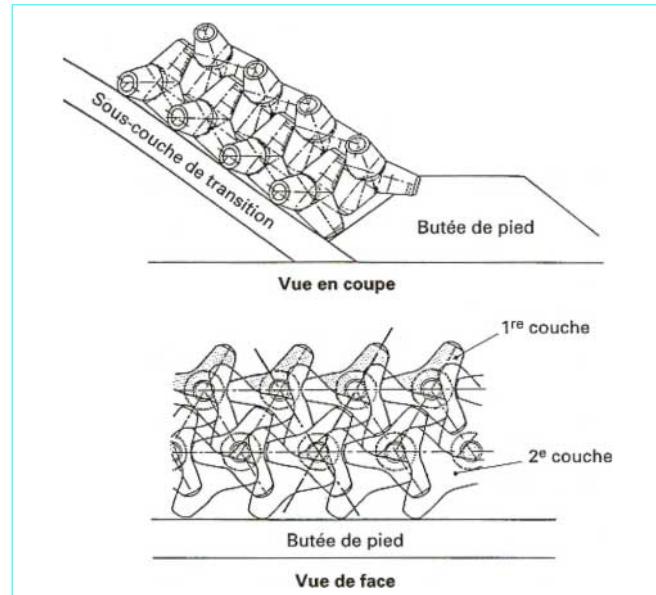
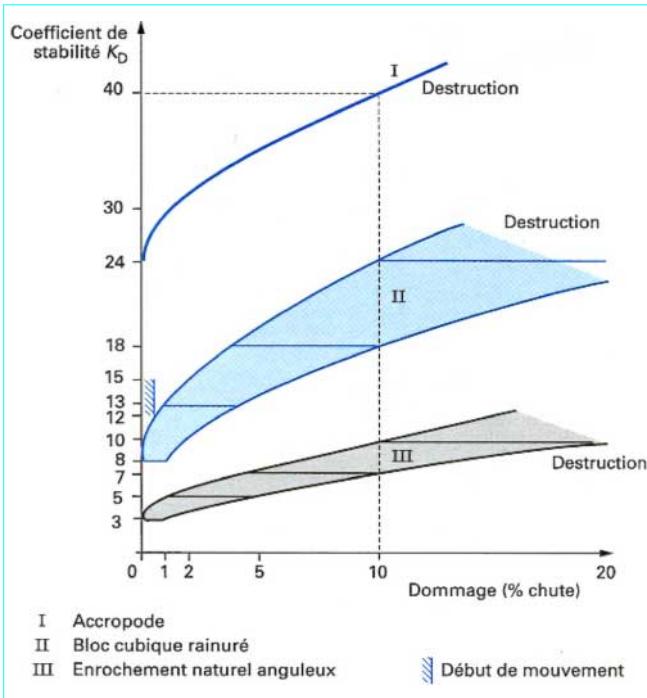


Figure 8 – Tétrapode : dimensions du bloc

Ces deux couches, bien imbriquées, confèrent à l'ensemble une bonne stabilité, comme en attestent les nombreux ouvrages réalisés avec cette technique.

Toutefois, lorsque ceux-ci sont soumis à des efforts exceptionnels, on peut craindre une rupture du bloc, compte tenu de sa forme relativement fragile.

Ces blocs ne sont plus guère utilisés en construction neuve, compte tenu des performances bien meilleures de l'accropode (posé en une seule couche) ou de celles du bloc cubique rainuré du type Antifer posé en deux couches.

Le **bloc Antifer** est un bloc cubique qui présente sur les quatre faces non parallèles (figure 10) une rainure semi-circulaire. Il a été

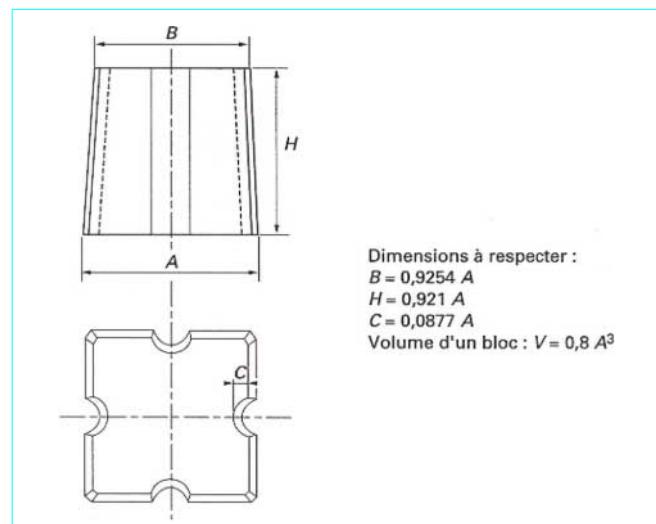


Figure 10 – Bloc cubique rainuré : dimensions

mis au point au Havre lors de la construction du port pétrolier du Havre-Antifer, d'où son nom, pour pallier les défauts du bloc cubique lisse : mauvais accrochage et surtout tendance prononcée à adopter une disposition en pavage.

Les rainures permettent de bien évacuer les surpressions, même si la carapace est fortement remaniée. De plus, elles facilitent un arrimage des blocs entre eux qui améliore leur tenue et leur fait acquérir un comportement qui est assez proche de celui d'un groupe (figure 11).

Les qualités globales sont assez semblables à celles des tétrapodes, mais le bloc est plus facile à fabriquer, à stocker, à manutentionner ou à poser, donc d'un coût moindre. De plus, il est nettement moins fragile, compte tenu de sa compacité.

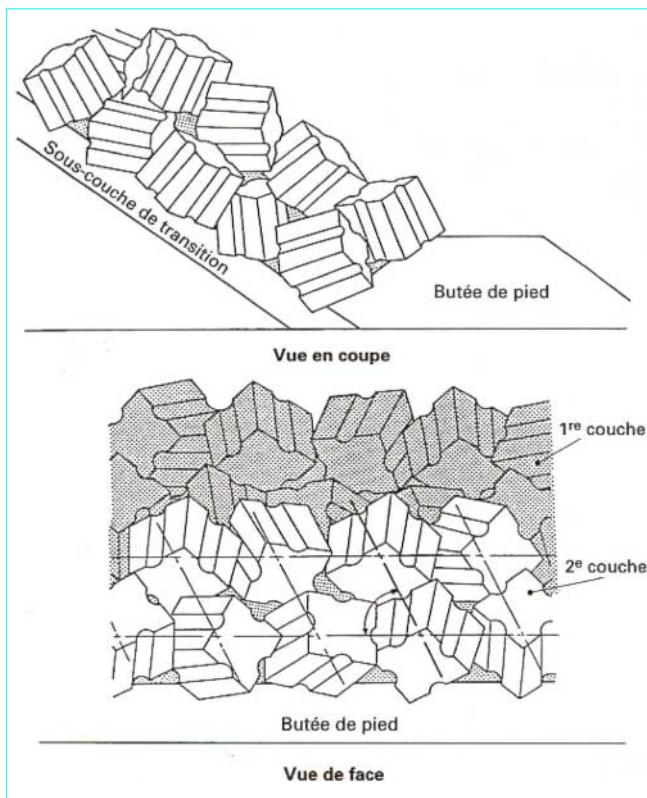


Figure 11 – Principe de pose des blocs cubiques rainurés

2.2.5.6 Conclusion

Actuellement, en France, les éléments les plus utilisés sont :

- les enrochements naturels pour les projets modestes (houle de projet faible) d'une part ;
- les accropodes posés en une seule couche et les blocs cubiques Antifer posés en deux couches d'autre part.

Le choix entre l'un ou l'autre des deux types de blocs artificiels dépend de très nombreux paramètres, mais il n'en reste pas moins vrai que l'utilisation de ces blocs modernes fait appel à des techniques très évoluées. L'élaboration du plan de pose reste une affaire de spécialistes et la bonne tenue des ouvrages en dépend.

À titre d'exemple, les blocs cubiques rainurés doivent être posés avec un pourcentage de plein de 54 %. Avec 52 %, la maille est trop lâche et la carapace tasse. Avec 56 %, la maille est trop serrée et la mise en place correcte des blocs n'est pas possible.

Des phénomènes analogues ont été constatés avec les accropodes : la mise au point du système de maillage a fait l'objet de nombreuses et coûteuses études.

2.2.6 Couronnement

2.2.6.1 Rôle et importance

Le rôle du couronnement est comparable à celui de la clef de voûte d'une cathédrale gothique : sans lui l'ouvrage présenterait au sommet une faiblesse de nature à en entraîner la ruine.

Le couronnement sert essentiellement à « fermer » l'ouvrage en partie haute et souvent à circuler sur la digue.

Il est soumis à l'action de la houle sous de multiples formes :

— horizontalement : les lames, mises en vitesse le long de la carapace, exercent une action qui peut, dans certains cas, provoquer un recul notable de celui-ci, créant ainsi une zone de moindre résistance dans la carapace du fait de la distension de la maille de celle-ci en partie haute ;

— verticalement : les surpressions provoquées par la houle à l'intérieur du noyau ont tendance à soulever le couronnement qui, n'étant plus tenu, peut alors facilement glisser.

2.2.6.2 Choix des dimensions et des dispositions constructives

Compte tenu du mode d'attaque par la houle, le couronnement devra être suffisamment massif pour pouvoir résister.

Habituellement construit à l'aide de béton de masse non armé par éléments de 10 à 15 m de long, il comporte :

— une dalle horizontale d'au moins 1 m d'épaisseur, coulée en place pour obtenir un contact aussi bon que possible avec le massif sous-jacent ;

— un mur de garde vertical, dit chasse mer, coulé lui aussi en place, dont l'épaisseur ne devrait pas être inférieure à 1 m, sur lequel viendront s'appuyer les blocs de la partie haute de la carapace ;

— éventuellement une bêche pour augmenter la résistance au glissement du couronnement.

Le couronnement sera suffisamment large pour permettre de circuler sur la digue, en particulier pour des problèmes d'entretien et de surveillance, même si l'on ne désire pas rendre habituellement circulable cette digue.

Il sera suffisamment reculé pour que l'action horizontale des lames soit en partie absorbée par les éléments hauts de la carapace, qui devra comporter en partie supérieure au moins deux sinon trois blocs.

Au total, pour les conditions normales d'utilisation, la largeur de la digue au niveau de l'eau devrait être comprise entre 3,5 et 4 H (niveau de référence et creux de la houle estimés dans les conditions normales).

Enfin la cote d'arase de la digue devra être fixée en fonction des conditions d'exploitation, et non pas en fonction de la houle de projet retenue pour l'étude de stabilité. En effet, imposer de ne pas être franchi par les lames de la tempête exceptionnelle conduit à des valeurs irréalistes pour la cote d'arase, incompatibles, avec l'économie du projet.

Admettre d'être franchi par 5 % au plus des vagues de la tempête annuelle peut être un critère acceptable dans de nombreux cas.

La cote d'arase peut être calculée en fonction du creux de la houle incidente par comparaison avec la hauteur d'ascension de la houle sur un plan incliné ($Run up = Ru$) qui peut être approché par les formules suivantes :

$$Ru = \rho H I_r$$

avec H creux de la houle,

ρ coefficient tenant compte à la fois de la porosité et de la rugosité de la digue, variant de 0,5 à 1,

$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L}}$ coefficient d'Iribarren-Battjes (que l'on limitera à 3),

$\tan \alpha$ pente de la carapace avec l'horizontale,

H/L cambrure de la houle devant l'ouvrage dans les conditions retenues pour le calcul de la cote d'arase ;

ou celle mise au point par le LNH :

$$Ru = 0,67 H (I_r)^{0,51}$$

avec les mêmes notations que précédemment.

Ces formules, issues d'essais sur modèle réduit, permettent d'estimer la hauteur à donner à l'ouvrage mais, à l'instar de la formule d'Hudson utilisée pour le calcul du poids des blocs de carapace, négligent bien des paramètres et doivent être utilisées avec précaution.

Si, pour des raisons diverses, esthétiques notamment, on est amené à baisser la cote du couronnement, on pourra maintenir les franchissements à un niveau acceptable, compatible avec l'exploitation, en augmentant la longueur du glacis ainsi que la rugosité et la porosité de la carapace en partie haute.

2.2.7 Talus arrière

Le talus arrière est soumis à l'action de la houle, côté intérieur de la digue, ainsi qu'aux franchissements provenant de la houle, côté extérieur.

Après avoir estimé la houle de projet intérieure, on procédera au dimensionnement de la carapace intérieure et des sous-couches correspondantes de la même façon que pour la carapace extérieure.

Par contre, on attachera une importance et une attention accrues aux dispositions constructives de la partie haute qui fait la jonction avec le massif de couronnement. Cette partie, très vulnérable, doit bien résister aux lames d'eau déversantes par-dessus l'ouvrage ainsi qu'à la retombée des paquets de mer projetés à grande hauteur lors du déferlement des vagues sur la carapace extérieure.

2.2.8 Butées de pied

De façon à éviter que les carapaces ne glissent trop en partie basse, il est souvent utile d'en bloquer le pied par un massif d'enrochements.

Lorsque cette butée de pied est directement soumise à l'action de la houle, c'est-à-dire que la hauteur d'eau h disponible au-dessus de celle-ci est inférieure à 1,3 fois le creux de la houle de projet, elle sera constituée de blocs identiques à ceux de la carapace.

Lorsque la profondeur d'eau est suffisante pour que la butée de pied soit naturellement protégée, on pourra diminuer notablement la granulométrie et l'on pourra alors utiliser la formule suivante dérivée de la formule d'Hudson ([§ 2.2.5.1](#)) :

$$W = \left(\frac{1}{10} \frac{h}{H} \right) \left[\frac{\gamma_s H^3}{K_D \cot \alpha \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3} \right]$$

avec h hauteur d'eau au-dessus de la butée de pied.

L'utilisation de cette formule traditionnelle peut conduire à retenir des éléments trop petits. En effet, ils doivent soutenir la carapace et, en aucun cas, ne doivent venir la colmater s'ils sont remaniés par la houle ou par les courants de vidange de la carapace.

Un bon compromis réside, dans ce cas, à utiliser en butée de pied les mêmes éléments que ceux de la sous-couche située au contact de la carapace.

La largeur en crête de la butée de pied (risberme) est de 3 à 5 m, correspondant à 2 ou 3 éléments constitutifs.

2.2.9 Profils types de digues à talus

Les figures [12](#) et [13](#) montrent, à titre d'exemple, les dispositions retenues pour la construction des digues du port du Havre-Antifer et de l'avant-port ouest de Dunkerque. On notera, pour ce dernier, la disposition très particulière du couronnement avec le mur chasse-mer situé côté port.

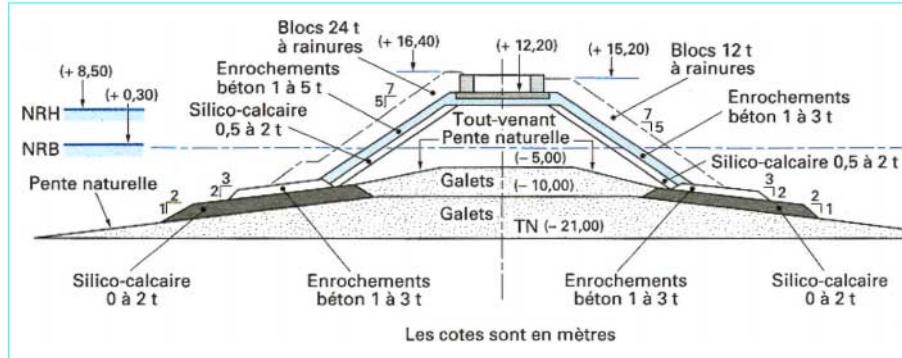


Figure 12 – Port du Havre-Antifer : coupe type de la digue

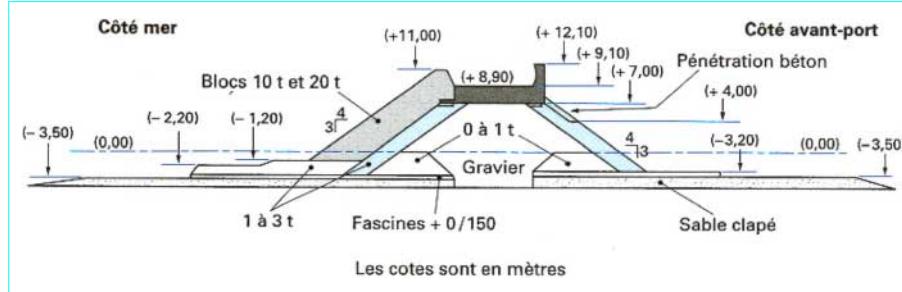


Figure 13 – Port de Dunkerque : coupe type des digues Nord et Est

2.3 Aménagements particuliers

Une fois défini le profil de chaque tronçon de digue en fonction de la houle incidente et des autres conditions hydrographiques locales, il va falloir les relier entre eux et donc aménager les zones de transition, les coudes, les enracinements, mais aussi assurer la fermeture de l'ouvrage par un musoir.

2.3.1 Musoirs

L'extrémité d'une digue, le musoir, est soumise à une action renforcée de la houle qui l'attaque directement mais aussi « par derrière » grâce à la diffraction et à la réfraction sur le massif de pied. Il en résulte que la zone la plus sollicitée se situe approximativement à 45° de la direction de la houle incidente et à peu près au niveau de l'eau (niveau de référence du moment).

Du fait de la diffraction autour du musoir, on peut considérer que le côté intérieur de la digue est soumis à une action de la houle équivalente à celle de la houle extérieure sur environ un quart de longueur d'onde puis diminue progressivement pour atteindre les caractéristiques de la houle intérieure à environ une longueur d'onde de celui-ci.

Les problèmes d'aménagement du musoir par rapport au profil courant précédent résident en quelques points qui sont souvent contradictoires :

- transition progressive, mais rapide afin de ne pas allonger la longueur des tronçons les plus coûteux ;
- augmentation des caractéristiques du profil ;
- respect des contraintes géométriques de distortion de la maille de pose des éléments de carapace. Cela implique souvent, pour des éléments à maille difficilement déformable tels que les accropodes ou les tétrapodes, un élargissement notable de la digue qui peut être mis à profit pour augmenter la protection du plan d'eau intérieur en incurvant légèrement le dernier tronçon ;
- renforcement localisé des caractéristiques du couronnement ;
- renforcement de la protection en pied pour résister à l'action des courants générés par la houle.

Les aménagements propres au musoir seront donc fonction de nombreux paramètres dont l'un d'entre eux, particulièrement important, est le choix du type de bloc retenu pour la carapace. On considère généralement que, toutes choses égales par ailleurs, l'agressivité accrue des lames sur un musoir peut se traduire en moyenne par une diminution de 20 % du coefficient de stabilité K_D de la formule d'Hudson. Cette valeur moyenne est à pondérer car il est nécessaire de tenir compte de la plus ou moins grande aptitude du bloc à résister aux attaques latérales de la houle.

2.3.2 Coudes

La présence d'un coude dans le tracé d'une digue entraîne, dans la plupart des cas, un renforcement de l'attaque de la houle qui, se produisant selon des directions apparentes plus variées, distend plus facilement la maille selon laquelle ont été disposés les éléments de la carapace.

Cela se traduit, là encore et de façon globale, par la diminution du coefficient K_D qui peut dans certains cas atteindre la même valeur que celle adoptée pour le musoir. De plus, il faudra prêter attention aux phénomènes d'érosion en pied de digue.

Pour diminuer les effets néfastes des coudes, on pourra être amené à augmenter le rayon de courbure de la digue, ce qui a pour effet de réduire notamment les renforcements de houle mais aussi de les répartir sur une plus grande zone, diminuant ainsi l'impact global.

2.3.3 Enracinements

Les digues sont, dans l'immense majorité des cas (à l'exception des digues détachées du rivage), enracinées à la côte.

Dans cette situation, la digue est soumise à une attaque quasi latérale de la houle (du fait de la réfraction de la houle sur des fonds peu profonds) qui génère plusieurs phénomènes :

- augmentation de la longueur d'onde apparente de la houle qui favorise l'ascension des vagues sur la structure et permet de la « noyer » ;
- déferlement de la houle plus fréquent, ce qui augmente l'attaque de la partie basse de la digue (butée de pied) et favorise l'érosion en pied si la digue est fondée sur des matériaux affouillables.

D'une manière pratique, et bien que la hauteur de la houle de projet soit inférieure à celle prise en compte pour les tronçons au large, il apparaît que les caractéristiques de la carapace doivent être quasiment identiques à celles retenues pour les profils situés plus au large.

Enfin, une attention particulière devra être apportée à la tenue du pied de la digue : la hauteur d'eau réduite ainsi que le déferlement de la houle imposent d'adopter, pour les éléments constituant la butée de pied, des caractéristiques au moins égales à celle de la carapace. Malgré cela, la stabilité n'est bien souvent pas assurée et il faudra alors recourir à des dispositions particulières telles que l'ensouillement des blocs constituant l'assise de la butée de pied.

2.4 Modes de réalisation

Le choix du mode de réalisation d'une digue à talus a des conséquences directes sur la conception de celle-ci. Pour les grands ouvrages, la partie basse de la digue (soubassement, cavaliers de pied, partie basse du noyau) est généralement réalisée par voie maritime en utilisant, dans la plupart des cas, les matériaux du site. La réalisation peut ensuite être faite par voie terrestre ou par voie maritime.

2.4.1 Digue réalisée par voie terrestre

Une fois réalisés le soubassement et éventuellement les cavaliers de pied, on procède à la construction du noyau en déversant les matériaux tout-venant dans l'axe de la digue (figure 14). On adaptera la granulométrie du tout-venant en fonction de la destination de celui-ci (centre ou bord du noyau) et des conditions de la houle, de façon que la pente obtenue corresponde aux objectifs recherchés.

Par beau temps, on pourra donc utiliser au centre de la digue les matériaux les plus fins, quitte à obtenir des pentes plus faibles que celles que l'on désire et qui seront raidies en déversant des matériaux tout-venant de meilleure qualité.

Ensuite, on viendra réaliser les sous-couches qui seront posées dès que possible, de façon à venir protéger le noyau sans attendre. Suivant la nature de la carapace et des exigences relatives à la pose de celle-ci, on pourra :

- soit réaliser les sous-couches en déversant latéralement les matériaux qui les constituent puis venir régler grossièrement à la grue le talus en arasant les excroissances et en comblant les trous ;
- soit réaliser les sous-couches en posant les blocs un par un à la grue (pince à griffes) et en réglant de façon précise le talus.

Enfin, on viendra réaliser les butées de pied et les carapaces avec soin en respectant le plan de pose des éléments constitutifs.

Pourachever la construction de la digue on coulera en place le couronnement, puis on viendra terminer la pose de la partie haute de la carapace (clavage contre le mur de garde) et, si besoin, de la ou des sous-couches.

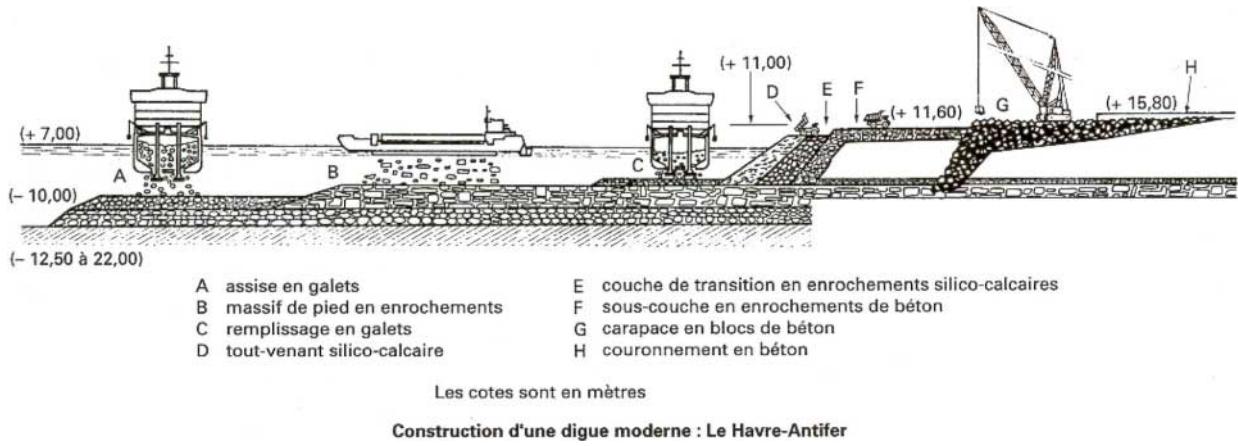


Figure 14 – Construction d'une digue moderne par voie terrestre

La réussite de ce type de chantier tient essentiellement à la qualité de l'organisation du travail et à la bonne gestion de la carrière.

Tout d'abord, il aura fallu choisir une cote d'arase du tout-venant suffisamment haute pour que le chantier puisse se dérouler normalement, sans que les engins ne soient gênés dans leurs évolutions par les franchissements de la houle.

La largeur en crête aura été définie de façon à permettre aux engins de terrassement une évolution correcte et notamment la possibilité d'effectuer aisément un demi-tour. À défaut, pour des ouvrages de dimensions modestes, pour lesquels la faible largeur en crête ne permet pas ce type de manœuvre, on prévoira tous les 100 à 150 m une surlargeur de la digue permettant de ménager des zones d'évolution (demi-tour) qui ultérieurement, en fonction de l'avancement de la digue, serviront au croisement des véhicules.

Ces surlargeurs ou « garages » seront bien entendu disposées du côté intérieur, de façon à ne pas renforcer l'attaque de la houle sur ces points singuliers.

Une fois ces conditions remplies, il suffira de s'assurer que les flux de matériaux sont compatibles entre eux. En temps normal, la protection du noyau doit être faite rapidement et, en cas de tempête, il est nécessaire d'approvisionner à une cadence suffisante les matériaux les plus gros de façon à éviter un recul trop important de la digue. Cela peut aller dans certains cas jusqu'à la constitution de musoirs provisoires qui seront incorporés dans l'ouvrage définitif.

Les tolérances d'exécution seront fixées en fonction du mode de réalisation retenu, mais en tenant compte des modifications de profil que la houle peut apporter lors de la construction.

Dans le cas où l'on construit ce type d'ouvrage dans des mers dures, il sera souvent nécessaire de fermer le chantier pendant la mauvaise saison (hiver dans nos régions). On procédera alors à la mise en place d'un musoir provisoire, mais on s'assurera aussi que les zones déjà construites sont suffisamment protégées pour pouvoir résister aux tempêtes (partie haute, talus arrière), même si ces parties ne sont pas totalement terminées. Une fois ces précautions prises, on pourra procéder au repli du matériel vulnérable tel que les engins préposés à la poste des blocs de carapace.

2.4.2 Digue réalisée par voie maritime

La réalisation d'une digue par voie maritime nécessite elle aussi une parfaite organisation du chantier.

En effet, plus la partie en cours de réalisation sera élevée, plus elle sera soumise à l'action de la houle, et il faudra donc procéder par réalisation de couches successives autostables. Cela implique pratiquement qu'au niveau de la surface on utilise des blocs de grande taille (parfois plusieurs tonnes). On obtient, dans la plupart des cas, des digues relativement perméables, ce qui peut être gênant lorsqu'il s'agit de protéger un port (Casablanca), mais qui est pratiquement sans importance s'il s'agit de protéger partiellement un chenal d'accès (Rotterdam) ou simplement de canaliser les courants de marée d'un port intérieur (Rouen).

En général, on procède par la réalisation d'une suite de tronçons horizontaux, cela permettant d'étaler les différentes phases de construction, d'utiliser au mieux les différents engins disponibles et de réguler le flux de matériaux en provenance de la carrière : matériaux tout-venant en soubassement ou en corps de digue, enrochements de catégories supérieures et même blocs artificiels latéralement ou en partie haute.

Dans ce type de réalisation, le point crucial est évidemment l'équipement du port de travaux qui devra, non seulement assurer des fonctions d'exploitation (clapage, reprise, chargement des matériaux), mais aussi assurer la bonne protection et la sécurité des engins lors des tempêtes survenant pendant la construction de l'ouvrage proprement dit.

2.4.3 Gestion de la carrière

Dans tous les cas, et quel que soit le mode de réalisation retenu, il faudra assurer une gestion prévisionnelle de la carrière de façon qu'elle fournit jusqu'à la fin du chantier les matériaux :

- en quantité voulue ;
- en qualité ;
- en granulométrie adéquate,

avec des débits compatibles avec les nécessités du chantier, notamment en cas de tempête.

On pourra, comme cela a été fait pour la construction du port du Havre-Antifer, recourir à un programme informatique établi au début de chantier, permettant en fonction de certaines données telles que la zone de tir ou le plan de tir (type d'explosif, charges, maillage...) de déterminer, avec une bonne approximation, la nature, la quantité et la qualité des matériaux et ainsi de pouvoir véritablement gérer scientifiquement la production des enrochements et des divers autres matériaux issus de la carrière tels que les matériaux routiers ou les agrégats à béton.

2.5 Surveillance. Entretien. Réparations

Au cours de son existence, la digue va subir de nombreuses tempêtes qui la malmèneront, et il sera nécessaire de surveiller l'évolution de la digue et de procéder périodiquement à des opérations d'entretien et parfois de réparations.

2.5.1 Surveillance

Il est nécessaire de suivre l'évolution d'un certain nombre de points critiques. Tout d'abord, on s'assurera, par des reconnaissances sous-marines à l'aide de plongeurs si la transparence de l'eau le permet, ou sinon par sondages bathymétriques, que le pied de la digue n'est pas soumis à des érosions capables à terme de détériorer la butée de pied dont on vérifiera la parfaite stabilité.

Ensuite et après chaque tempête, on s'assurera de l'intégrité de la carapace. Il est normal que pendant les premières années on constate un léger tassement de la carapace et donc l'apparition, près du mur de garde, d'un espace plus ou moins important. Ce phénomène n'est pas dangereux sous réserve de procéder à des rechargements en tête de digue lorsque cela est possible (enrochements naturels, cubes...). Lorsque cela n'est pas possible, il est prudent d'attendre que cette phase de mise en place soit effectuée avant d'entreprendre le clavage et la mise en place du couronnement.

On surveillera aussi, de la même manière, la bonne tenue du talus arrière, spécialement dans sa partie haute.

Un affaissement ou un mouvement horizontal du couronnement est le signe d'une dégradation importante d'une autre partie de la digue. Il peut être l'indice d'un mauvais comportement du noyau qui est en train de se vider de ses éléments fins à travers les sous-couches et la carapace. On peut surveiller cette évolution possible en introduisant pendant la construction, dans le corps de digue, des piézomètres ou des tubes permettant ensuite de suivre la compacité du noyau (par gammagraphie par exemple ; cf. article *Diographies et géophysique de forage* [C 225] dans ce traité).

Les campagnes de surveillance de l'ouvrage devront être programmées de façon régulière et complétées par des observations après chaque tempête importante.

Une fois les constatations faites, il faudra procéder aux travaux normaux d'entretien ou aux travaux plus lourds de réparation.

2.5.2 Entretien

L'entretien d'une digue à talus est à réaliser dès que l'on a pu constater des dégradations même mineures. Reporter ces opérations, c'est s'exposer à des dégâts majeurs lors des prochaines tempêtes.

Les opérations d'entretien consistent, la plupart du temps, à restaurer le profil initial des parties les plus visibles et les plus sollicitées : les carapaces. On apportera un soin particulier à la conservation de la porosité des différentes couches et des butées de pied.

2.5.3 Réparations

Les réparations de grande importance peuvent être rendues nécessaires lorsque la digue a été très éprouvée par une tempête exceptionnelle.

En face de tels problèmes, et après avoir dressé un diagnostic aussi précis que possible des dégâts, on procède souvent à une réparation de fortune : en effet ces dégâts se produisent la plupart du temps pendant la mauvaise saison et il faut donc éviter que les prochaines tempêtes ne viennent agraver la situation.

Dès que possible, c'est-à-dire pendant la saison la plus propice, après avoir réuni les moyens adéquats et réalisé les études nécessaires, on procède alors aux réparations, qui visent alors à rétablir le profil initial ou modifié compte tenu des enseignements tirés des dégradations.

Cela peut aller jusqu'à :

- la dépose du couronnement ;
- la dépose de la carapace ;
- la dépose des butées de pied ;
- la réfection et la remise en ordre des sous-couches ;
- la remise en place des éléments préalablement enlevés.

Ces opérations très délicates et très coûteuses sont à confier à des entreprises hautement qualifiées et doivent être effectuées avant la destruction de la digue, auquel cas on se trouve confronté non plus à la réparation mais à la reconstruction de la digue comme dans le cas de Sinès.

2.6 Pathologie des digues à talus

Les digues à talus sont des ouvrages très résistants qui présentent une certaine souplesse vis-à-vis de l'action des lames. Une digue bien conçue, bien réalisée et correctement entretenue se comporte honorablement pendant plusieurs dizaines d'années, même lorsque surviennent des événements imprévisibles.

Les accidents graves répertoriés à ce jour ont essentiellement pour causes :

- des **erreurs de conception** dont les principales sont :
 - la mauvaise évaluation de la houle de projet,
 - la recherche trop poussée d'économies conduisant à minimiser les caractéristiques du projet (carapace, butées de pied),
 - la non prise en compte du facteur temps-fatigue dans la conception,
 - la trop faible résistance du couronnement,
 - la trop grande fragilité du talus arrière,
 - le choix du type de bloc (trop grande fragilité) ;

- des **erreurs de réalisation** dont les principales sont :
 - la réalisation d'un projet non conforme à celui étudié (allègement des caractéristiques),
 - la mauvaise qualité des matériaux et notamment des bétons dont la tenue dans le temps peut parfois présenter des surprises,
 - le non-respect des spécifications de base et principalement du plan de pose des blocs constituant la carapace.

Catastrophe de Sinès

La jetée de Sinès, au sud du Portugal, commencée en 1974, implantée par des fonds allant jusqu'à - 45 m en partie courante, est exposée aux vagues les plus fortes en provenance de l'Atlantique sans aucune atténuation.

Le profil courant était composé de dolosse de 42 t (dont certains étaient réalisés en béton armé) reposant sur une sous-couche en enrochements naturels de 3 à 6 t butés en pied par des enrochements de 16 à 20 t (figure 15).

Les houles de projet sont résumées dans le tableau 3.

Tableau 3 – Caractéristiques des houles prises en compte pour le calcul de la digue de Sinès

$H_{1/3}$	Période de retour	Critères de stabilité
6,5 m	1 an	Aucun mouvement
8,5 m	10 ans	Quelques oscillations Pas de chute
9,5 m	30 ans	Quelques déplacements Pas de chute
11 m	100 ans	1 % de chute de blocs

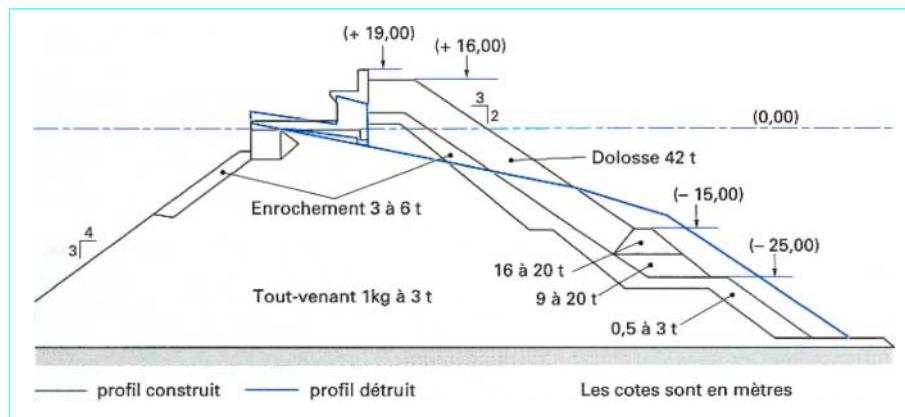


Figure 15 – Profil type de la digue de Sinès

Alors que la digue n'était pas encore achevée, les tempêtes avaient déjà entraîné la rupture d'une centaine de dolosse.

Fin février 1978, une tempête dont le paroxysme était de $H_s \approx 9$ m, soit à peine plus que la tempête décennale (8,5 m), détruisit la moitié des dolosse et provoqua de graves dégâts sur la digue.

Les dolosse restants ainsi que ceux posés en renfort furent complètement détruits par les tempêtes de décembre 1978 ($H_s \approx 8,5$ m) et de février 1979 ($H_s \approx 9$ m). La digue fut alors presque complètement détruite.

L'analyse de cette catastrophe fait apparaître deux causes essentielles :

- la fragilité des dolosse, non représentée en modèle réduit (par suite de la distorsion des échelles des contraintes), bien que certains aient été construits en béton armé après février 1978 ;
- la sous-estimation des houles de projet en partie liée à la mauvaise prise en compte de la réfraction sur les fonds pour des houles dont la période constatée était de 18 à 20 s pour 16 s prise dans les études.

Cette sous-estimation est confirmée d'une part, par les caractéristiques de la tempête de décembre 1981 ($H_s = 9,2$ m) et d'autre part, par les conclusions des études entreprises ultérieurement (tableau 4).

Tableau 4 – Estimation de la houle régnant au large de Sinès (avant réfraction)

$H_{1/3}$	Période de retour	H_{max}
8 m	1 an	15 m
10,5 m	10 ans	20 m
11,75 m	30 ans	22 m
13 m	100 ans	25 m

Les réparations entreprises ont permis de stabiliser une partie de l'ouvrage grâce à des blocs cubiques rainurés type Antifer de 90 t, posés en pente douce sur un profil reconstitué sur les ruines de l'ancienne digue (figure 16). Les tempêtes de décembre 1981, plus fortes que celle qui a entraîné la rupture de la digue en 1978/1979, n'ont provoqué la casse que de 6 blocs sur environ 10 000 posés.

La réfection finale de la digue a fait l'objet de nombreuses études par le bureau d'études Frédéric Harris et de nombreux tests par le laboratoire de Delft, dont les derniers ont eu lieu début 1991 pour aboutir à un profil courant utilisant des blocs cubiques Antifer posés en pente douce (cot α variant de 3 à 7) de 90 t en section

courante et de 105 t par augmentation de la densité du béton en musoir.

L'importance de cette catastrophe a permis de mettre à jour les difficultés qu'il y a à remettre en état un ouvrage fortement dégradé, mais a aussi permis de progresser dans la connaissance des phénomènes.

2.7 Aménagements particuliers de digues à talus submersibles ou fortement franchissables

L'étude des conditions de houle régnant sur un site donné, associée à l'étude des conditions d'utilisation d'un ouvrage donné, peut conduire à envisager la construction d'un ouvrage susceptible d'être fortement franchi par les houles extrêmes. C'est le cas notamment lorsqu'il s'agit de :

- protéger un chenal d'accès (Rotterdam) (figure 17) ;
- protéger un terminal pétrolier (Le Havre-Antifer) ;
- protéger des ports en zone cyclonique (îles de Maré et Lifou, Nouvelle-Calédonie).

Dans ce cas, un certain nombre de précautions doivent être prises, principalement en ce qui concerne le couronnement et la partie haute de la digue.

Du fait de franchissements importants, une partie non négligeable de l'énergie passe au-dessus de la digue, ce qui diminue l'intensité de l'attaque de la houle sur le talus (diminution des différences de pression à l'intérieur de la carapace), mais augmente l'énergie susceptible d'attaquer le talus arrière.

Le mur de garde du couronnement soumis à l'action directe des lames, qui auront été moins freinées le long du talus que dans le cas d'une digue à talus classique, doit être plus largement dimensionné. Pour cela, on pourra recourir à diverses dispositions constructives :

- augmentation du poids du couronnement grâce essentiellement à l'épaisseur de la dalle ;
- amélioration de l'adhérence sur le noyau par l'usage d'une bêche côté mer, et éventuellement côté port ;
- augmentation des dimensions du glacis pour diminuer les surpressions transmises à travers la carapace. La longueur de la risberme en tête ne devrait pas être inférieure à 4 blocs ;
- protection du talus arrière par utilisation en partie haute de blocs de protection identiques à ceux utilisés en carapace extérieure. Des essais sur modèle réduit peuvent conduire à adopter des blocs plus petits sous réserve de tester l'action de la houle à tous les niveaux.

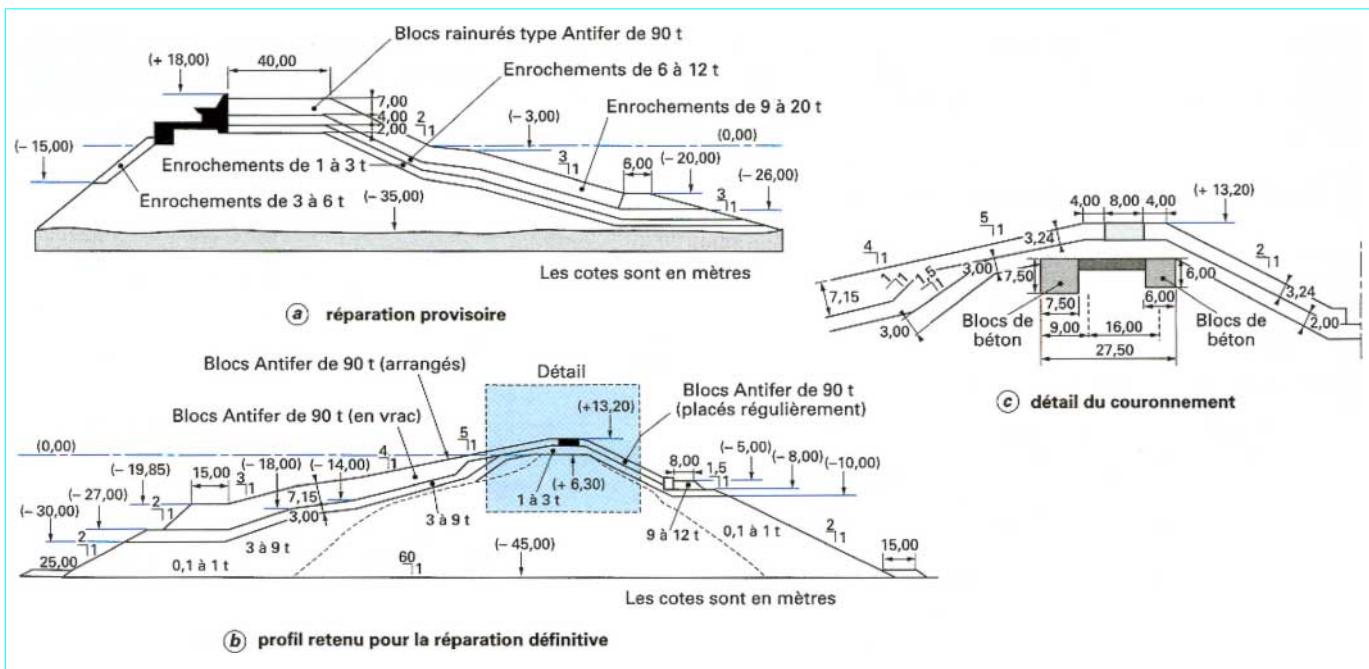
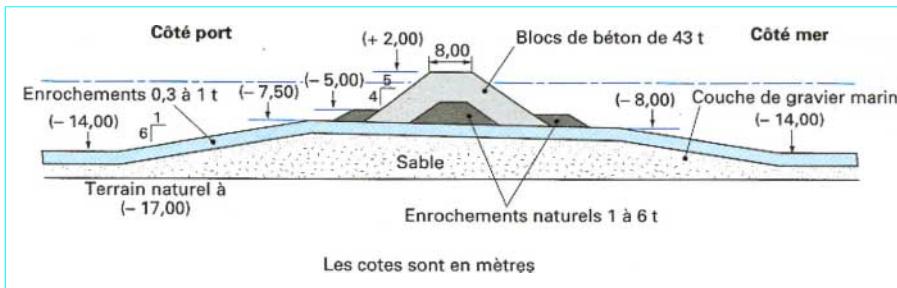


Figure 16 – Réparation de la digue de Sinès

Figure 17 – Port de Rotterdam :
digue de l'Europort

En effet, les niveaux intermédiaires peuvent s'avérer plus défavorables que les niveaux extrêmes : énergie franchissant l'ouvrage suffisante pour attaquer le talus arrière insuffisamment protégé par le matelas d'eau.

Sauf à admettre une évolution importante des tassements de la carapace (qui devra être sans conséquence notable de l'efficacité de la structure), on évitera la constitution d'une carapace continue recouvrant les deux côtés de l'ouvrage, surtout dans le cas d'utilisation d'éléments posés en une seule couche.

Enfin, on évitera de présenter à l'action directe de la houle des éléments susceptibles d'être détériorés, d'où la nécessité d'abaisser la cote du mur de garde du couronnement et le niveau du talus arrière.

Moyennant quelques précautions, ces digues permettent de réaliser des économies substantielles tout en répondant aux critères imposés.

2.8 Digues à talus en sable

Cette technique très particulière d'utilisation de sable pour réaliser la majeure partie d'une digue est surtout utilisée en Hollande, en Belgique et dans le nord de la France, principalement dans la région

de Dunkerque (figure 18), là où le sable est abondant et de bonne qualité mais où les enrochements rares.

Ces digues présentent une emprise au sol très importante, compte tenu des très faibles pentes d'équilibre (20/1 à 50/1) du sable soumis pendant la construction à l'action des vagues et des écoulements d'eau. Cette emprise n'est guère gênante lorsqu'il s'agit de protéger des polders ou des terrains gagnés sur la mer.

La protection du massif sableux est réalisée par un revêtement imperméable généralement bitumineux d'épaisseur variable, plus grande au pied qu'en partie haute. De ce fait, les surpressions générées par la houle risquent de faire littéralement exploser ce massif et limitent donc l'utilisation de ce type d'ouvrage à des profondeurs d'eau faible à moyenne (5 m en pied d'ouvrage).

La réalisation de ce type d'ouvrage nécessite bien souvent de requérir à un travail à la marée pour pouvoir revêtir le talus le plus bas possible et de construire la protection de pied. Le but de cette protection est de stabiliser mécaniquement le talus, de limiter les surpressions dans le corps de digue (par effet de drain) et d'empêcher les écoulements des matériaux les plus fins.

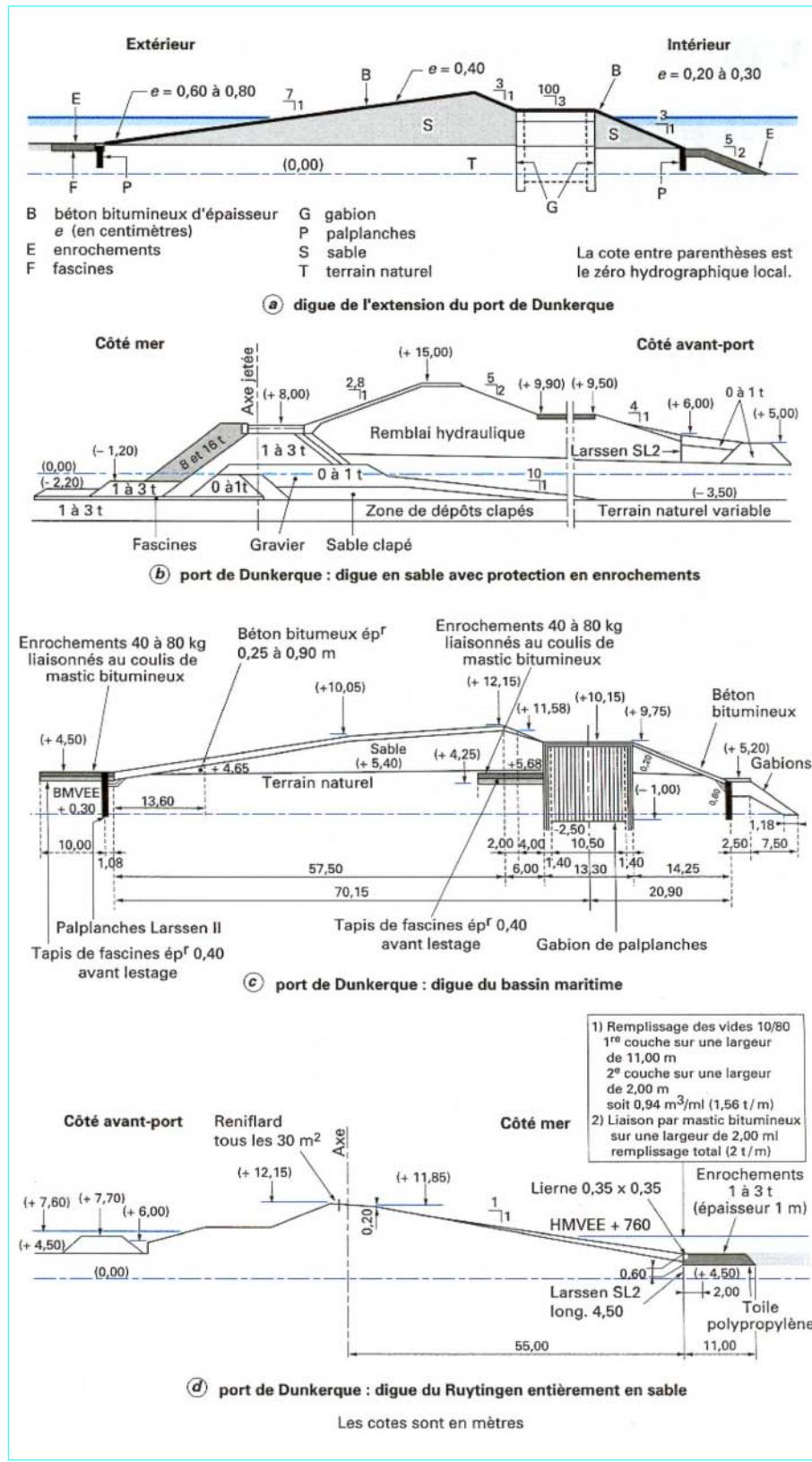


Figure 18 – Port de Dunkerque : digue en sable avec protection en enrochements

3. Diges verticaux

3.1 Généralités

3.1.1 Éléments constitutifs

Une digue verticale est essentiellement composée d'un mur vertical monolithique ou constituée d'éléments assemblés entre eux destinés à renvoyer l'énergie de la houle par réflexion totale.

Elle est assise sur un massif de fondation généralement constitué d'enrochements de petite taille (ballast concassé par exemple), protégé contre l'action de la houle par des éléments de taille beaucoup plus importante.

La figure 19 indique les principales dimensions à donner à l'ouvrage en fonction de la houle de projet H dans le cas où la digue n'est soumise qu'à l'action d'une houle non déferlante.

3.1.2 Modes de fonctionnement

Une digue verticale est un ouvrage massif soumis à l'action de la houle qui est le principal paramètre à prendre en compte en ce qui concerne les actions extérieures, dont le mode d'évaluation fait l'objet des paragraphes 3.2 et 3.3.

Les calculs de stabilité de l'ouvrage seront conduits comme ceux d'un ouvrage massif et porteront essentiellement sur la stabilité de l'ouvrage, notamment au renversement, mais aussi sur la stabilité de la fondation.

Les calculs seront donc conduits de la même manière que ceux relatifs à la stabilité des quais, à ceci près que l'action de la houle remplacera celle de la poussée des terres. Le lecteur pourra se reporter avec profit à l'article *Ports de commerce et de pêche : aménagement et équipements intérieurs* [C 4 640] et plus particulièrement au paragraphe concernant les méthodes de calcul des ouvrages massifs.

Si la hauteur d'eau disponible au pied de l'ouvrage est suffisante, l'ouvrage se comportera comme un ouvrage vertical totalement réfléchissant.

Dans le cas contraire, la houle déferlera juste devant l'ouvrage et le comportement de la jetée sera en fait beaucoup plus complexe puisqu'il sera le résultat de l'interaction houle-structure. Dans ce cas, on a l'habitude de considérer que l'on a affaire à une jetée mixte qui adoptera, à marée haute et par faible houle, un comportement de jetée verticale totalement réfléchissant.

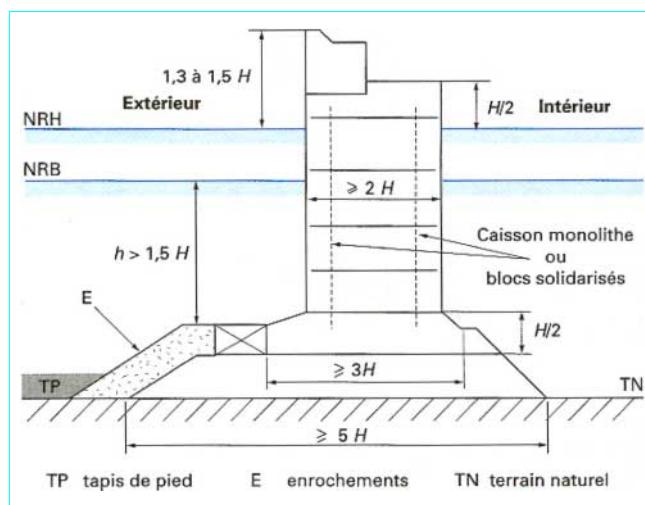


Figure 19 – Principales dimensions d'une digue verticale

3.2 Conception de la digue

Compte tenu des accidents survenus aux digues verticales et de la quasi-impossibilité de procéder à des réparations en cas de dégâts importants, les digues verticales ont acquis une mauvaise réputation. Toutefois, à condition de tenir compte de leur spécificité, et de prendre certaines précautions lors de la conception et de la construction, elles présentent bien des avantages tels que la possibilité de préfabrication sur un autre site ou la faible emprise en pied.

3.2.1 Choix de la houle de projet

Lors d'une tempête, les vagues successives vont éprouver et fatiguer la digue, notamment en transmettant au massif de fondation des efforts alternés au rythme d'environ 10 000 par jour.

Lorsque survient le paroxysme de la tempête, la vague la plus forte, généralement accompagnée par un train de vagues fortes, va appliquer à la structure les efforts les plus grands qui risquent de la mettre en péril.

On retiendra donc, pour le creux de la houle de projet, le creux maximal de la tempête (H_{\max}) pour une durée de retour habituellement prise égale à 10 ans pour les conditions normales et à 100 ans pour les conditions exceptionnelles.

3.2.2 Choix des méthodes de calcul

Le calcul d'une digue verticale repose sur la prise en compte correcte des efforts (pressions) dus à la houle. Devant l'ouvrage se forme un clapotis parfait, le niveau moyen des lames étant surélevé d'une grandeur ζ .

Les variations de pression sur la muraille extérieure sont indiquées sur la figure 20. La variation de pression au pied est p .

Cette variation de pression se transmet à travers le soubassement pour accroître les efforts dus à la houle. La répartition des pressions sous la digue n'est pas encore bien connue malgré les mesures et les recherches en cours. L'adoption d'un diagramme triangulaire semble assez correct.

L'évaluation des variations de pression peut être faite principalement grâce à deux méthodes, l'une due à Sainflou (1928) qui s'appuie sur une théorie de la houle au premier ordre et l'autre due à Miche (1944) qui utilise une théorie du deuxième ordre.

3.2.2.1 Méthode de Sainflou

La surélévation ζ a pour valeur :

$$\zeta = \frac{\pi H^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

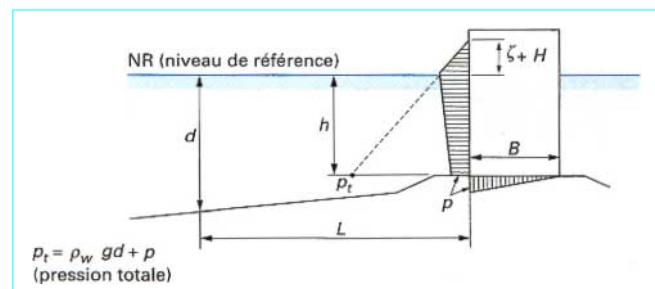


Figure 20 – Surpressions dues à la houle non déferlante sur une digue verticale

La surpression en pied a pour valeur :

$$p = \rho_w H / \operatorname{ch} \left(\frac{2\pi d}{L} \right)$$

Cette méthode issue d'une théorie du premier ordre ne peut être utilisée que si les hypothèses relatives à cette théorie sont remplies, notamment il faut que la cambrure de la houle soit assez faible.

3.2.2.2 Méthode de Miche

La surélévation ζ a pour valeur :

$$\zeta = \frac{\pi H^2}{L} \operatorname{coth} \left(\frac{2\pi d}{L} \right) \left[1 + \frac{3}{4 \operatorname{sh}^2 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} - \frac{1}{4 \operatorname{ch}^2 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} \right]$$

La surpression maximale p_1 obtenue pour le niveau d'affleurement maximal a pour valeur :

$$p_1 = \frac{\rho_w g H}{\operatorname{ch} \frac{2\pi d}{L}} \left[1 - \frac{\pi H}{L} \left(\operatorname{sh} \frac{2\pi d}{L} - \frac{3}{4 \operatorname{sh}^3 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} \right) \right]$$

La sous-pression maximale p_2 obtenue pour le niveau d'affleurement minimal a pour valeur :

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\operatorname{ch} \frac{2\pi d}{L}} \left[1 + \frac{\pi H}{L} \left(\operatorname{sh} \frac{2\pi d}{L} - \frac{3}{4 \operatorname{sh}^3 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} \right) \right]$$

La comparaison entre les deux méthodes est délicate et dépend essentiellement des paramètres :

- cambrure de la houle $\gamma = H/L$;
- profondeur relative d/L ;
- présence ou non d'un important massif de soubassement.

Toutefois, il semblerait que la théorie de Miche soit d'un usage plus général.

3.2.2.3 Houle déferlante

Lorsque la houle déferle en avant de l'ouvrage, des efforts dynamiques apparaissent et la pression à prendre en compte sur la face exposée à la houle est la somme de deux termes (figure 21) :

- le premier est celui de la pression hydrostatique en considérant que le niveau de l'eau s'établit à $H/2$ au-dessus du niveau de référence ;
- le second est un terme dynamique. La pression qui s'exerce à une hauteur de $\pm y$ par rapport au niveau de référence est :

$$p_y = p_m \left(1 - \frac{2y}{H} \right)^2$$

où $p_m = 101 \cdot \rho_w g d \left(1 + \frac{h}{d} \right) \frac{H}{L}$

avec h profondeur au pied de l'ouvrage,

d profondeur à une longueur d'onde devant l'ouvrage.

Cette méthode de calcul ne s'applique que si le déferlement de la houle n'est pas dû à l'ouvrage. Le déferlement doit donc avoir lieu à une certaine distance de celui-ci. Dans le cas contraire, il y a lieu d'appliquer les méthodes de calcul relatives aux digues mixtes.

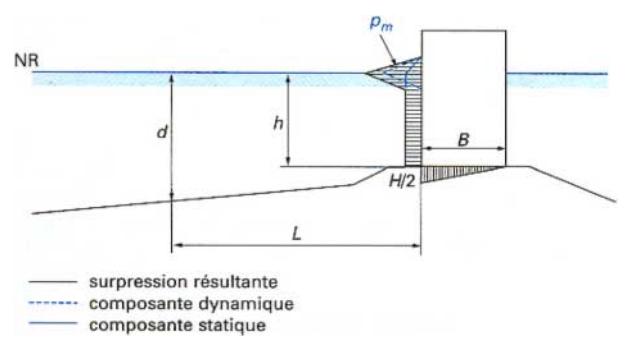


Figure 21 – Surpressions dues à une houle déferlante sur une digue verticale

3.2.3 Dimensionnement du soubassement

La digue est en général posée sur un soubassement en matériaux de carrière qui comporte à sa partie supérieure une couche de matériaux relativement petits (inférieurs à 100 mm) destinée à faciliter le réglage.

L'action des houles va induire dans cette partie fragile des surpressions et des écoulements violents qui arracheront ces matériaux s'ils ne sont pas protégés. De façon à assurer l'intégrité de la fondation de la digue, on est amené à disposer des blocs d'enrochements qui peuvent atteindre plusieurs tonnes et dont le calcul peut être approché en utilisant la formule d'Hudson adaptée :

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{N_s^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$$

Les valeurs du coefficient de stabilité N_s^3 peuvent être calculées à partir de l'abaque de la figure 22.

Le massif de protection ne doit pas être pris en compte dans le calcul de la stabilité de la fondation, sauf s'il est très important (plusieurs mètres d'épaisseur) : les forces qui s'exercent sur lui sont telles qu'elles parviennent à soulever les blocs et, dans ce cas, on ne peut tenir compte du terme de profondeur.

3.2.4 Protection de la fondation de l'ouvrage

Le clapotis quasi parfait qui se forme devant l'ouvrage a pour conséquence de doubler les vitesses horizontales des particules d'eau à un quart de longueur d'onde devant l'ouvrage.

La capacité de transport des sédiments par la houle s'en trouve considérablement augmentée et des affouillements très importants sont susceptibles de se former devant l'ouvrage, entraînant l'écoulement du massif de fondation puis la rupture de la digue par basculement vers l'avant (cf. § 3.6.1, rupture de la digue d'Alger).

Pour se prémunir contre ce genre de phénomène, on protégera les matériaux meubles situés devant la digue par un tapis de pied en enrochements jusqu'à une distance pouvant atteindre les trois quarts de la longueur d'onde de la houle.

3.3 Diges mixtes

Le principe de calcul et de vérification des digues mixtes est le même que celui des digues verticales, mais étant soumises au déferlement de la houle on apportera une attention particulière à l'estimation des pressions engendrées par la houle sur la muraille verticale et aux mouvements engendrés au pied de celle-ci.

3.3.1 Calcul en grande profondeur

Lorsque la hauteur d'eau h disponible au-dessus de la berme est suffisante ($h \geq 1,5H$), on peut considérer que la digue fonctionne exactement comme une digue verticale et on peut donc la calculer comme telle.

3.3.2 Calcul en profondeur intermédiaire

Lorsque la houle ne déferle pas devant l'ouvrage ($d > d_{crit}$ avec en général $d_{crit} \approx 1,5H$) mais qu'elle est brisée par la berme ($h < d_{crit}$), la répartition des surpressions est alors celle indiquée figure 23, avec les relations :

z : cote maximale à prendre en compte dans le calcul :

$$z = 0,8h - 0,2H$$

p_0 : surpression maximale située au niveau de référence :

$$p_0 = \rho_w g \left(\frac{1,5H^2}{h-0,1H} \right)$$

p_1 : surpression au pied de la muraille :

$$p_1 = 0,6p_0(h/H)$$

R : effort horizontal par mètre d'ouvrage :

$$R = \frac{1}{2} [p_0(z+h) + p_1h]$$

F : effort vertical par mètre d'ouvrage :

$$F = \mu \frac{p_1 B}{2}$$

avec B largeur de l'ouvrage et μ défini par :

$\frac{B}{d-h}$	< 3	3 à 5	5 à 7	> 7
μ	0,7	0,8	0,9	1

3.3.3 Calcul en faible profondeur

Lorsque la vague déferle par manque de profondeur ($d < d_{crit}$ soit, compte tenu de la présence de l'ouvrage, $d_{crit} \approx 1,5H$), la répartition des pressions devient celle présentée figure 24, et les calculs peuvent être conduits grâce aux relations :

p_0 : surpression maximale située à $H/3$ au-dessus du niveau de référence :

$$p_0 = \left(0,425 \frac{\rho_w}{g} \right) (0,75c + V)^2$$

avec $c = \sqrt{gd}$ (célérité des vagues déferlantes),

$$V = gH/2c.$$

p_1 : surpression au pied de la muraille :

$$p_1 = p_0/2$$

R : effort horizontal par mètre d'ouvrage :

$$R = p_0 \left(\frac{3}{4}h + \frac{7}{12}H \right)$$

F : effort vertical par mètre d'ouvrage :

$$F = 0,7 \frac{p_1 B}{2}$$

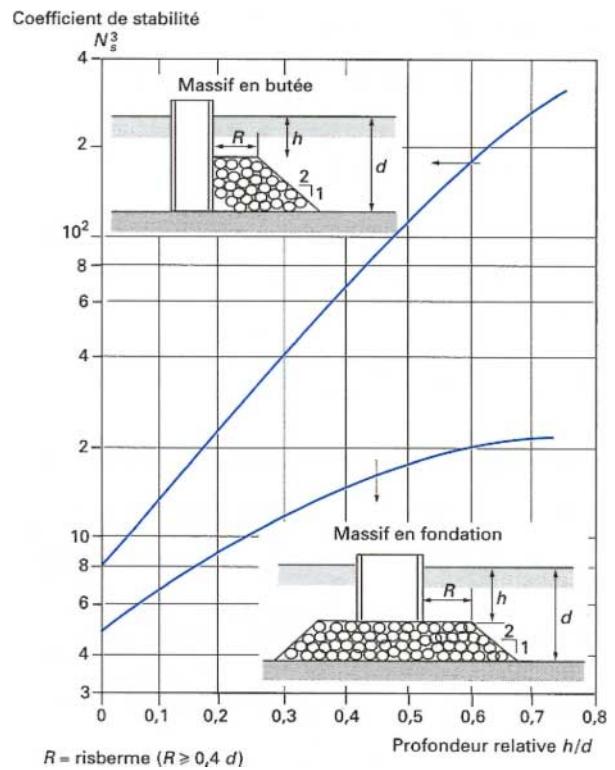


Figure 22 – Stabilité du massif de fondation d'une digue verticale (d'après [3])

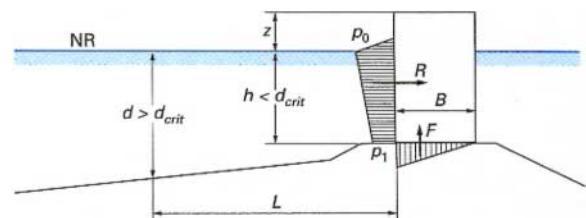


Figure 23 – Surpressions dues à la houle sur une digue mixte en profondeur intermédiaire

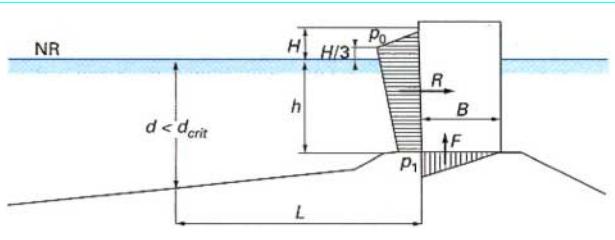


Figure 24 – Surpressions dues à la houle sur une digue mixte en faible profondeur

3.3.4 Approche empirique

Lorsque l'on désire vérifier rapidement un avant-projet sommaire, on pourra estimer la résistance de l'ouvrage en calculant les coefficients suivants :

— résistance aux gifles :

$$RF = \frac{HL^2}{J} \left(h + \frac{H}{3} \right)$$

— résistance au bourrage :

$$RB_1 = \rho_w \frac{Hc^2}{\pi mg}$$

$$RB_2 = \rho_w \frac{Hc^2}{Mg} \left(h + \frac{H}{3} \right)$$

avec L longueur d'onde de la houle,

J moment d'inertie de la digue par rapport à son centre de gravité,

m masse de la digue par mètre d'ouvrage,

M moment de cette masse par rapport au point de renversement,

c célérité des vagues au déferlement $c \approx \sqrt{gd}$.

Le tableau 5 donne les valeurs de ces divers coefficients suivant le niveau de sécurité qu'offre l'ouvrage.

Tableau 5 – Coefficients RF , RB_1 , RB_2 pour le calcul de la stabilité des digues mixtes			
Type d'ouvrage	RF	RB_1	RB_2
Ouvrage parfaitement sûr	< 1 000	< 0,1	< 0,1
Ouvrage à sécurité moyenne	1 000 à 5 000	0,1 à 0,2	0,1 à 0,4
Ouvrage au bord de la destruction	> 5 000	> 0,2	> 0,4

Cette approche pourra être utilisée en complément des autres méthodes.

3.4 Ouvrages peu réfléchissants

Les digues verticales et les digues mixtes présentent l'inconvénient majeur d'être presque totalement réfléchissantes et donc de renvoyer la quasi-totalité de l'énergie de la houle incidente. De nombreux travaux ont donc porté sur la mise au point de structures moins réfléchissantes. L'analyse du mode de fonctionnement de celles-ci montre qu'on parvient au résultat désiré en agissant sur deux paramètres :

— déphasage de la houle réfléchie par rapport à la houle incidente, essentiellement obtenu par stockage momentané d'une partie de l'énergie dans la structure ;

— destruction partielle de l'énergie de la houle par turbulence dans la structure elle-même.

3.4.1 Système à bassin de déversement

Ce procédé mis au point par la SOGREAH pour la construction de la digue de Fontvieille à Monaco consiste à aménager le couronnement en construisant (figure 25) :

— un mur déversoir par-dessus lequel passe la houle, muni d'orifices permettant le reflux de l'eau ;

— un mur déflecteur situé en arrière qui renvoie la houle vers l'avant.

L'énergie de la houle est dissipée par turbulence au passage du mur déversoir, mais aussi à l'intérieur du bassin de déversement créé entre les deux murs. De plus, une partie de l'énergie de la houle est provisoirement stockée sous forme d'énergie potentielle et est restituée avec un certain déphasage à lame descendante.

Ce type d'ouvrage n'est vraiment efficace que pour les mers à faible variation de niveau.

3.4.2 Diges à parois perforées, type Jarlan

Ces digues, mises au point par G.E. Jarlan, sont composées de caissons en béton armé comportant en face avant une paroi perméable percée de trous circulaires (habituellement de 90 cm de diamètre) et une chambre d'expansion (figure 26).

L'énergie de la houle, après une certaine dissipation au passage des trous et dans la chambre, est renvoyée avec un déphasage vers le large.

Des études récentes ont montré que, contrairement à ce que l'on avait longtemps estimé, la largeur optimale de la chambre est de l'ordre du quart de la longueur d'onde incidente L et non de $L/10$ ou $L/15$.

De plus, on a constaté, pour une même porosité, que la forme des orifices n'avait pratiquement pas d'importance pourvu qu'ils aient une forme simple (cercle, carré, rectangle...).

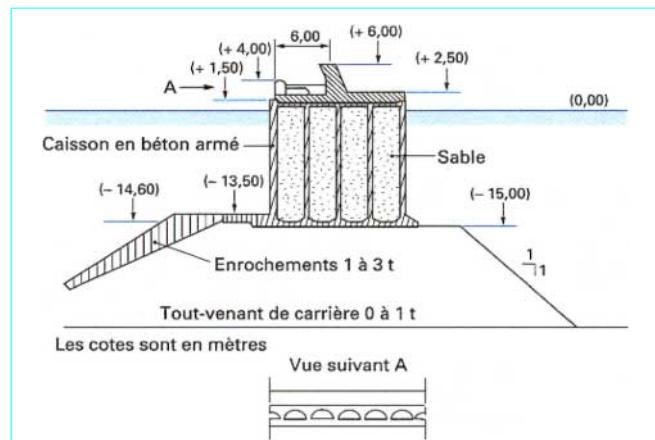


Figure 25 – Digue verticale à bassin de déversement :
digue de Fontvieille à Monaco

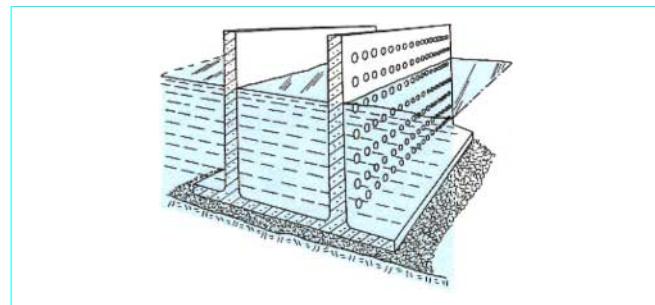


Figure 26 – Digue verticale à paroi perforée : procédé Jarlan
(d'après [16])

Bien entendu, ce type d'ouvrage est d'autant plus performant que le spectre d'énergie de la houle est plus étroit autour de la période de réglage du caisson. On a constaté que ce type d'ouvrage était très efficace en houle oblique.

Du fait de sa légèreté (pas de remblai dans la chambre d'expansion), la stabilité d'un tel ouvrage reste difficile à assurer malgré la diminution des efforts appliqués. Il est bien souvent nécessaire de disposer en partie basse un lest en béton, ou même d'ajouter à la partie arrière de la structure un caisson de stabilité.

3.4.3 Le système ARC

Le système, développé par la SOGREAH, consiste à réaliser pour la face antérieure une paroi perméable au moyen de fentes verticales (figure 27). Le principe de fonctionnement reste le même : à savoir déphasage de la houle réfléchie et dissipation d'énergie par turbulence.

Les coefficients de réflexion obtenus, et donc la réduction des efforts dus à la houle incidente, sont du même ordre de grandeur que ceux du système Jarlan.

3.5 Modes de réalisation

Les digues verticales peuvent être réalisées en utilisant soit des blocs préfabriqués assemblés sur place, soit des caissons en béton armé. Cette dernière méthode prévaut de nos jours pour les ouvrages importants.

La préfabrication des caissons peut se faire sur un site assez éloigné de l'endroit où ils seront utilisés.

Exemple : les caissons ayant servi à la construction de la nouvelle digue de Dieppe ont été réalisés dans la grande forme de radoub du Havre.

Une fois terminés, les caissons sont mis en flottaison et remorqués sur le site où ils sont échoués sur le massif de fondation préalablement préparé. L'utilisation de caissons à paroi perméable nécessite d'obturer les orifices, au moins dans la partie basse de façon à assurer leur flottabilité.

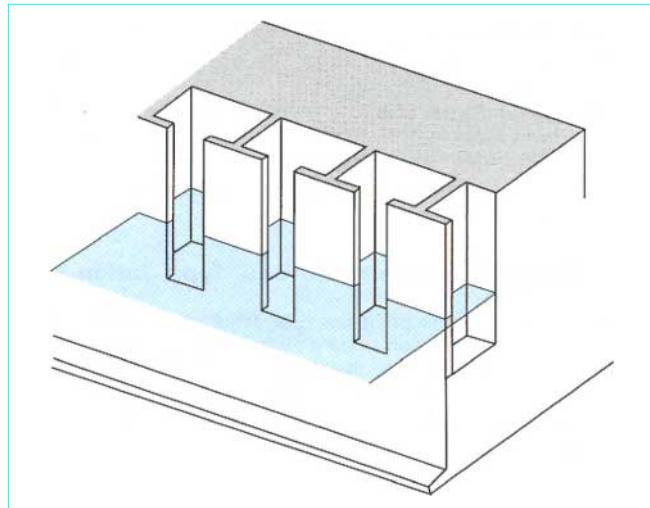


Figure 27 – Système ARC (chambre antiréflexion) (d'après [19])

Puis on procède au remblai intérieur s'il s'agit d'une digue verticale classique ou à la mise en place du lest complémentaire s'il s'agit d'une digue à paroi perméable.

Pendant ce temps, on réalise au plus vite la protection du pied. En effet, il s'agit de la période la plus critique pour la stabilité de la digue ; en cas d'apparition d'une tempête, la fondation mal protégée et non encore tassée risque de se rompre, pendant que la digue encore trop légère a tendance à basculer.

Les méthodes utilisées sont les mêmes que celles employées pour la construction de quais, à ceci près que l'on opère ici en zone non protégée des actions de la houle.

3.6 Pathologie des digues verticales

3.6.1 Digue d'Alger

La jetée Mustapha prévue pour résister à des creux de 6 m était fondée par des profondeurs de 20 à 21 m sur un sol de sable très fin et affouillable.

Le corps de la jetée était constitué de blocs de 400 t solidarisés par des puits remplis de béton armé avec des rails.

Le 3 février 1934, après avoir résisté pendant 12 h à une houle exceptionnelle de 9 m de creux dont la longueur d'onde était de 300 m au large et de 185 m près de la jetée, la digue s'est écroulée vers l'avant.

Le soubassement en enrochements avait glissé dans une vaste souille ouverte à son pied du fait des conditions exceptionnelles de la tempête et surtout de sa durée.

3.6.2 Digue de Catane

Construite par des fonds de 17 m sur un sol quasi inaffouillable, elle avait été calculée pour une houle de 7 m de creux et de 150 m de longueur d'onde. Sous l'action d'une houle de 7,5 m de creux et de 230 m de longueur d'onde le 26 mars 1933, la ruine de l'ouvrage est rapidement intervenue par renversement des blocs supérieurs (figure 28).

La cause de cette rupture est non seulement due à une sous-évaluation de la houle de projet, mais aussi à une mauvaise réalisation : la solidarisation des blocs avait été supprimée.

3.6.3 Enseignements

À la suite de ces accidents, les digues de protection ont été reconstruites sous forme de digues à talus.

Depuis, les méthodes de conception et de calcul des efforts dus à la houle ont largement évoluées (grâce notamment aux modèles au deuxième ordre de Miche), mais il n'en reste pas moins vrai que la stabilité d'une digue verticale est essentiellement un problème de mécanique des sols et un problème de construction permettant de garantir l'intégrité de la fondation.

Compte tenu de ce qui vient d'être dit, il paraît évident que les efforts de surveillance et d'entretien d'une digue verticale devront porter essentiellement sur le massif de fondation et sur la protection du sol devant l'ouvrage.

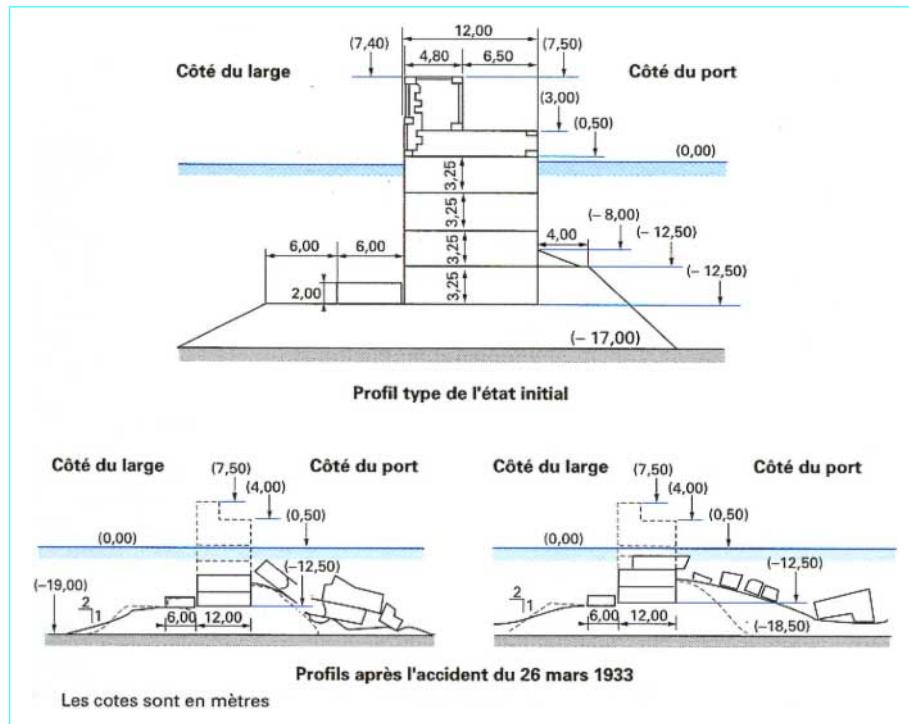


Figure 28 – Accident de la digue de Catane
(d'après [5])

4. Quelques ouvrages spéciaux

Les digues à talus et les digues verticales constituent des ouvrages de grandes dimensions qui demandent, pour leur mise en œuvre, des installations et des moyens importants. Certains autres types d'ouvrages peuvent présenter parfois une alternative intéressante.

4.1 Digues verticales perméables ou mur d'eau fixe

Ces digues, généralement constituées de caissons reposant sur des pieux ou des barrettes, permettent d'arrêter une bonne part de la houle tout en laissant circuler l'eau entre le fond du caisson et le fond de la mer (figure 29).

Sous réserve que l'ouvrage présente des dimensions suffisantes, largeur B et surtout tirant d'eau TE vis-à-vis de la profondeur et de la houle, celui-ci ainsi que la masse d'eau située en dessous de lui vont se comporter comme un véritable mur, d'où son nom récent de mur d'eau fixe.

En effet, si l'on observe les vitesses à l'intérieur de la masse d'eau, on constate que, le long de la muraille, celles-ci sont verticales. Ce mouvement se poursuit en fait jusqu'au fond. Les vitesses horizontales de la houle sont pratiquement annulées.

Sous la digue, on constate des vitesses beaucoup plus lentes que celles observées dans la houle. Cette masse d'eau apparaît comme presque immobile et forme donc un écran à la propagation de la houle.

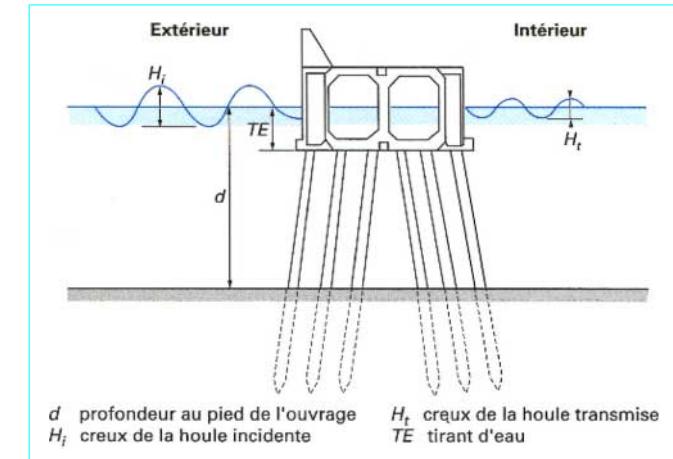


Figure 29 – Digue verticale perméable ou mur d'eau fixe

La valeur du rapport K_t entre la houle transmise et la houle incidente proposée par R. Bouchet et J.-M. Manzone [9] est :

$$K_t = \frac{1}{\sqrt{1 + \alpha^2}}$$

en posant :

$$K = \frac{L}{2\pi(d - TE)} [\exp(-2\pi TE/L) - \exp(-2\pi d/L)]$$

Le déphasage φ entre la houle incidente et la houle transmise est :

$$\varphi = \arctan \alpha$$

Dans le cas où la largeur B de l'ouvrage est faible, on peut assimiler ce dernier à une plaque verticale mince et appliquer la formule de Bojitch :

$$K_t = \sqrt{\frac{\exp(-4\pi TE/L) - \exp(-4\pi d/L)}{1 - \exp(-4\pi d/L)}}$$

4.2 Plaques minces horizontales ou mur d'eau oscillant

Si l'on place sous la surface de l'eau une plaque mince horizontale, on constate un phénomène inverse de celui observé précédemment.

Les vitesses verticales de la houle sont quasi laminées et seules subsistent les vitesses horizontales.

Pour certaines configurations, on peut observer que l'oscillation de la masse d'eau sous la plaque est en opposition de phase avec la houle incidente et que la transmission de l'énergie de la houle est quasiment stoppée.

La structure oppose alors à la houle un mur d'eau oscillant.

La réalisation de tels ouvrages n'est possible que dans de rares cas particuliers où l'utilisation d'autres techniques pose problème. Ce type d'ouvrage a été utilisé pour la protection d'un émissaire pour le village olympique de Barcelone. En effet, la reprise des efforts induits par la houle (efforts horizontaux et de soulèvement) est difficile et coûteuse, compte tenu de la légèreté de la structure et de la nécessité absolue d'avoir une structure strictement rigide pour être efficace.

4.3 Brise-lames flottants

Les réalisations et recherches dans ce domaine sont très nombreuses et s'étendent même à des structures souples telles que des ensembles de pneus usagés, des pontons flottants (du type de ceux utilisés dans les ports de plaisance).

La plupart de ces brise-lames sont constitués de caissons flottants maintenus soit par un ensemble de chaînes reliées à des ancrages, soit par des pieux métalliques verticaux.

Le fonctionnement de ces ouvrages est très complexe et varie suivant le type de l'ouvrage, notamment en fonction de sa souplesse ou de sa rigidité, ainsi que des dimensions.

L'efficacité d'une telle structure ne peut en fait être appréhendée qu'après avoir effectué des essais en modèle réduit. Lors de la réalisation de tels ouvrages, il est nécessaire de porter une attention particulière à la liaison des éléments entre eux : par houle oblique, des efforts de torsion apparaissent et peuvent entraîner par fatigue la rupture des attaches.

4.4 Ouvrages de prédéferlement

Dans la nature, on rencontre souvent les ouvrages naturels de protection que sont les barrières de corail et les barres de déferlement.

La houle abordant ces ouvrages submersibles ou même submergés déferle et perd ainsi une part notable de son énergie.

L'utilisation de ce principe, avec des digues fortement submersibles, permet d'atténuer l'action de la houle sur de larges portions de côte. L'efficacité dépend de bien des facteurs, mais on peut cependant en avoir une idée grâce à la figure 30, qui donne les plages des coefficients de transmission de la houle.

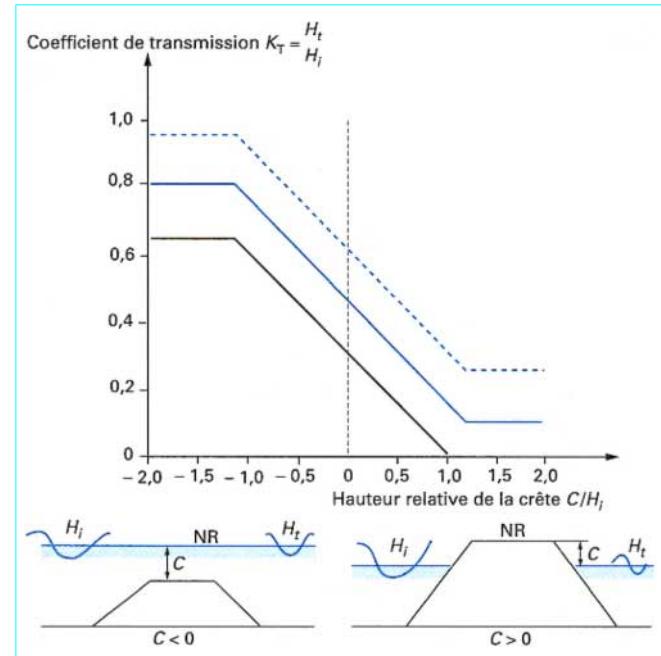


Figure 30 – Ouvrage de prédéferlement : coefficient de transmission de la houle (d'après [11])

5. Études sur modèles réduits

Nota : le lecteur pourra se reporter à l'article *Modèles en hydraulique maritime* [C 182] de ce traité, où il trouvera de nombreux renseignements utiles.

Ces études présentent, pour le concepteur d'un ouvrage de protection contre la houle, un intérêt essentiel dans la mesure où les essais sont en fait son seul moyen de vérification.

5.1 Nécessité de telles études

Les règles de conception exposées ci-avant sont le fruit de l'expérience acquise et, si elles permettent de concevoir un avant-projet, elles ne permettent pas de l'optimiser.

Par ailleurs, les formules utilisées, notamment celles relatives à la stabilité des ouvrages, sont des formules semi-empiriques dont les coefficients sont des « valeurs habituellement admises » et chaque projet est un cas particulier.

Les études sur modèle réduit permettront donc au concepteur de valider son projet, de le vérifier, mais aussi de mettre en évidence les éventuels points faibles.

5.2 Comment les suivre ?

Le concepteur doit bien entendu être associé à toutes les phases des études sur modèle réduit et devra donc être présent pour chaque essai important : la mise au point du projet peut avoir des conséquences importantes que le concepteur devra prendre en compte pour l'élaboration du projet définitif.

Les études pourront être plus ou moins approfondies et porter simplement sur la vérification de l'ouvrage ou aller jusqu'à l'optimisation de celui-ci.

Elles pourront être limitées à l'étude d'un profil type en canal à houle ou être étendues à l'ensemble de la structure en cuve à houle, où l'on pourra tester les points singuliers tels que les musoirs et les enracinements.

Dans tous les cas, il sera nécessaire de vérifier que l'ouvrage répond bien aux critères de stabilité retenus pour le projet et l'on poursuivra les essais en augmentant les conditions de houle jusqu'à obtenir la ruine de l'ouvrage, afin d'estimer quelles sont les réserves de stabilité offertes par l'ouvrage.

5.3 Leur coût

Le coût des études sur modèle réduit dépend de leur nature (simple vérification ou optimisation), du type d'essai réalisé (canal ou cuve) et de l'importance de l'ouvrage.

Pour des ouvrages de petite taille tels que ceux destinés à protéger un port de plaisance, on peut fixer l'ordre de grandeur à (valeur 1994) :

- essais en canal à houle : 300 kF HT ;
- essais en cuve à houle : 700 kF HT.

Ces études représentent environ le prix de 5 à 10 m d'ouvrage, ce qui reste très raisonnable compte tenu de ce qu'elles peuvent apporter, dans un domaine où bien des points sont encore imparfaitement connus.

Références bibliographiques

Ouvrages de portée générale

- [1] BONNEFILLE (R.). – *Cours d'hydraulique maritime*. École Nationale Supérieure des Techniques Avancées. Masson (1990).
- [2] CHAPON (J.). – *Travaux maritimes*. Eyrolles (1972).
- [3] *Shore Protection Manual*. – Coastal Engineering Research Center (CERC) (1984).
- [4] GRAILLOT (A.) assisté de : MM. CAMINADE, FOURGEAUD, JANOUXEIX, JOLIVET, LEVEN, TUAL et HAUVILLE. – *Cours de travaux maritimes*. École Nationale des Travaux Publics de l'État (1982). Institut Portuaire d'Enseignement et de Recherche (1987).
- [5] LAVAL (D.). – *Cours de travaux maritimes* à l'école Nationale des Ponts et Chaussées (1963-1964).

Ouvrages spécifiques

- [6] AIPCN. – Rapport final de la 3^e Commission internationale pour l'étude des lames. Supplément au bulletin n° 36 (1980).

- [7] AIPCN. – *Analyse des digues à talus en enrochements*. Rapport du Groupe de Travail 12. Supplément au bulletin n° 82 (1993).
- [8] ARISTAGHES (P.), LANNUZEL (J.-M.) et BOUTTES (F.). – *Caissons peu réfléchissants*. AIPCN. Bulletin n° 50 (1985).
- [9] BOUCHET (R.) et MANZONE (J.-M.). – *Le mur d'eau. Dispositif nouveau de brise-houle en eau profonde*. AIPCN. Bulletin n° 52 (1986).
- [10] BRUUN (P.). – *Design and construction of mounds for breakwaters and coastal protection*. Elsevier (1985).
- [11] *Manual of the use of rock in coastal and shore-line engineering*. CIRIA (Construction Industry Research and Information Association). Special Publication 83/CUR, Report 154.
- [12] DELOUIS. – *Conception des brise-clapots flottants*. STCPMVN. Notice 91.04, sept. 1991.
- [13] EDDIE (A.) et ASCE (M.). – *Modern developments in caissons and their impact on future possibilities in the design and construction of breakwaters*. AIPCN. Bulletin n° 50 (1985).
- [14] FEUILLET (J.), COEFFE (Y.), BERNIER (J.) et CHALOIN (B.). – *Le dimensionnement des digues à talus*. Collection de la Direction des Études et Recherches d'Électricité de France n° 64. Eyrolles (1987).
- [15] GUEVEL (P.), LANDEL (E.), BOUCHET (R.) et MANZONE (J.-M.). – *Le phénomène d'un mur d'eau oscillant et son application pour protéger un site côtier soumis à l'action de la houle*. AIPCN. Bulletin n° 52 (1986).
- [16] JARLAN (G.E.). – *The application of acoustic theory to the reflective properties of coastal engineering structures*. National Research Council of Canada. Ottawa, avril 1965.
- [17] *Influence de la période sur la stabilité des digues à talus*. LCHF (1983-1985) :
 - CARPENTIER (J.) et ORGERON (C.). – *Phase 1. Recherche et analyse bibliographiques. Sommaire des formules existantes*.
 - CARPENTIER (J.) et ORGERON (C.). – *Phase 2. Populations des vagues de tempêtes. Informations disponibles au LCHF*.
 - CARPENTIER (J.) et ORGERON (C.). – *Phase 3. Expérimentation en canal*.
 - BROSSELARD FAIDHERBE (F.). – *Deuxième série d'essais. Analyse des sollicitations*.
- [18] ORGERON (C.), LARRAS (J.), PAOLLELLA (G.), BELLIPANNI (R.) et COUPRIE (P.). – *Accident et réparation de la digue de Sinès, Portugal*. Extrait de la revue Travaux (3 articles), avril 1982.
- [19] TOURMEN (L.), MONTAZ (J.-P.) et DOUBLET (L.). – *Un nouveau dispositif amortissant la réflexion des vagues sur les parois verticales : « la chambre antiréflexion (ARC) »*. AIRH 17^e congrès Baden-Baden (1977).