

Centre  
d'Études  
Techniques  
Maritimes Et  
Fluviales



Ministère de  
l'Équipement,  
des Transports  
et du Logement

# CONDITIONS DE GLISSEMENT SOUS LES OUVRAGES POIDS PORTUAIRES

## ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE



Juin 2002

La rédaction de ce document a été assurée par Alain Corfdir (École Nationale des Ponts et Chaussées, Centre d'Expérimentations et de Recherches en Mécanique des Sols) au cours des années 2001 et 2002.

Le comité de relecture était composé de Manuel Le Moine (Centre d'Études techniques Maritimes et Fluviales, Département des Ports Maritimes et des Voies Navigables), Jean-Jacques Trichet (CETMEF/DPMVN) et Olivier Piet (CETMEF/DPMVN).

La présente étude bibliographique a été financée conjointement par l'ENPC et le CETMEF.

## Table des matières

I	Introduction .....	5
	I.1 Objectifs .....	5
	I.2 Les différentes parties du rapport .....	5
II	Conception des ouvrages poids portuaires .....	7
	II.1 Types d'ouvrages portuaires .....	7
	II.2 Utilisation des structures poids .....	10
	II.3 Les principes de calcul des ouvrages poids .....	11
	II.4 Les données d'accidents .....	25
	II.5 Données sur la probabilité de ruine des digues .....	30
	II.6 Conclusion sur la conception des ouvrages poids .....	32
III	Condition sur le frottement .....	33
	III.1 Introduction .....	33
	III.2 Rappels sur le frottement .....	33
	III.3 Expériences de frottement sol/béton .....	34
	III.4 Le point de vue des auteurs de manuels .....	50
	III.5 Le point de vue des règlements .....	59
	III.6 Récapitulatif sur le choix du coefficient de frottement .....	75
IV	Prise en compte de diverses dispositions constructives relatives à la forme de la semelle pour améliorer la sécurité au glissement .....	77
	IV.1 Introduction .....	77
	IV.2 Cas de la semelle inclinée .....	78
	IV.3 Cas des bèches .....	81
	IV.4 Augmentation de la rugosité de la semelle .....	86
	IV.5 Autres dispositions constructives proposées .....	88
	IV.6 Proposition de prise en compte de jupes dans le cas de structures offshore .....	91
	IV.7 Conclusion sur les dispositions constructives .....	92
V	Prise en compte des sollicitations cycliques sur la résistance au glissement .....	93
	V.1 Expériences hollandaises .....	93
	V.2 Données expérimentales au laboratoire sur le comportement cyclique des interfaces .....	96
	V.3 Risque de liquéfaction et de glissement pour les plates-formes gravitaires .....	99
	V.4 Travaux réalisés sur les digues verticales dans le cadre du projet MAST III/PROVERBS .....	100
	V.5 Conclusion sur les sollicitations cycliques .....	103
VI	Influence du vieillissement .....	105
	VI.1 Introduction .....	105
	VI.2 Données sur les pieux .....	106
	VI.3 Données en provenance du domaine de la géophysique .....	107
	VI.4 Autres données de laboratoire obtenues par glissement d'une plaque .....	108
	VI.5 Données fournies par Nagai et Kurata (1974) .....	109
	VI.6 Point de vue de Tanimoto et al. (1992) .....	110
	VI.7 Conclusion sur le vieillissement .....	110
VII	Prise en compte des effets hydrauliques .....	111
	VII.1 Généralités sur les effets hydrauliques .....	111
	VII.2 Effets hydrauliques à prendre en compte pour la condition de glissement ...	111

VII.3	<i>Rappel des méthodes de calcul des écoulements permanents.....</i>	111
VII.4	<i>Régime laminaire et régime turbulent.....</i>	116
VII.5	<i>Prise en compte de l'écoulement dans la détermination de la poussée et de la butée des terres.....</i>	119
VII.6	<i>Prise en compte dans les calculs des surpressions sous l'ouvrage.....</i>	120
VII.7	<i>Conclusion sur les effets hydrauliques.....</i>	124
VIII	<i>Limitation des déformations .....</i>	125
VIII.1	<i>Généralités .....</i>	125
VIII.2	<i>Mobilisation du frottement .....</i>	125
VIII.3	<i>Cas des quais : mobilisation de la poussée des terres .....</i>	129
VIII.4	<i>Cas des quais : compatibilité entre la mobilisation du frottement et la poussée des terres.....</i>	133
VIII.5	<i>Cas des digues.....</i>	141
VIII.6	<i>Conclusion relative à la limitation des déformations .....</i>	153
IX	<i>Conclusions.....</i>	155
IX.1	<i>Généralités .....</i>	155
IX.2	<i>Confirmation du bien-fondé de la problématique .....</i>	155
IX.3	<i>Méthodes de conception des ouvrages portuaires .....</i>	155
IX.4	<i>La valeur à retenir pour le coefficient de frottement .....</i>	157
IX.5	<i>La prise en compte des dispositions constructives pour la semelle .....</i>	158
IX.6	<i>La prise en compte des sollicitations cycliques .....</i>	159
IX.7	<i>Influence du vieillissement .....</i>	159
IX.8	<i>Forces hydrauliques agissant sous la semelle .....</i>	160
IX.9	<i>Une méthode alternative pour les digues : la limitation de la distance probable de glissement .....</i>	160
	<b>ANNEXES.....</b>	<b>163</b>

## **I Introduction**

### ***I.1 Objectifs***

La condition de glissement figure toujours parmi les vérifications à effectuer dans la conception des ouvrages poids en général, des ouvrages maritimes en particuliers : quais poids et digues verticales.

Ce type d'ouvrages maritimes est toujours d'actualité tant en France que dans de nombreux autres pays. On a même assisté à un net renouveau de l'utilisation des digues verticales, ce qui a suscité tout un ensemble de travaux de recherche spécifiques en Europe et au Japon.

Ce rapport a pour but de faire le point sur la condition de glissement : point des pratiques, point des connaissances acquises et point sur les recherches en cours.

Cette étude bibliographique n'a pas la prétention de l'exhaustivité ni même de s'en approcher tant le domaine est large, les travaux nombreux et bien souvent difficilement accessibles (rapports internes rédigés en langues locales).

On relèvera souvent aussi des disparités dans les informations fournies par les différentes sources. L'auteur a tenté de commenter de telles divergences mais sans pouvoir trancher sur des points qui restent en débat. Du reste, si l'on peut d'un point de vue théorique valider ou invalider telle modélisation en construisant un modèle plus complet, la question principale posée est le dimensionnement des structures ; la validation finale d'un modèle passe par la confrontation avec le comportement des ouvrages réels, ce qui est hors de portée d'une étude bibliographique.

Dans la rédaction, on a choisi de supposer le moins de connaissances préalables, pour la plus grande part possible du rapport. Toutefois, il a été fait un renvoi assez fréquent à la bibliographie pour le lecteur désireux d'approfondir un point particulier. D'autre part, les parties touchant à des recherches en cours sont à peu près inévitablement d'un abord plus difficile, mettant en œuvre des théories plus complexes.

### ***I.2 Les différentes parties du rapport***

Le rapport, y compris l'introduction, comporte 9 chapitres en plus des références bibliographiques et des annexes. Les chapitres, outre le présent chapitre d'introduction, traitent successivement de :

- Conception des ouvrages poids portuaires
- Coefficient de frottement
- Prise en compte de dispositions constructives sous la semelle
- Prise en compte des sollicitations cycliques sur la résistance au glissement
- Influence du vieillissement
- Prise en compte des effets hydrauliques
- Limitation des déformations
- Conclusions

Dans le chapitre II « Conception des ouvrages portuaires », il s'agit de décrire les types d'ouvrages concernés par le rapport, ainsi que leurs principes de dimensionnement. Une revue des données d'accidents permet enfin de confirmer l'importance de la vérification au glissement

Le chapitre III « Coefficient de frottement » est consacré à la question centrale du choix de la valeur du coefficient de frottement pour la vérification au glissement. On insiste sur les résultats d'expériences menées à de grandes échelles géométriques sur les recommandations des codes et règlements et sur les règles de l'art telles qu'elles sont présentées dans divers ouvrages. Dans ces derniers cas, on met en relation les coefficients de frottement préconisés avec les coefficients de sécurité.

Le chapitre IV « Prise en compte de dispositions constructives sous la semelle » s'attache à étudier diverses dispositions qui ont été proposées pour améliorer la force de résistance au glissement. Il s'agit principalement de l'inclinaison de la semelle ou de la présence de bèches en divers endroits.

Le chapitre V « Prise en compte des sollicitations cycliques sur la résistance au glissement » rapporte des résultats d'essais en laboratoire, des résultats d'essais (peu nombreux) menés à plus grande échelle, ainsi que des travaux de modélisation menés récemment sur ce problème.

Le chapitre VI « Influence du vieillissement » aborde la question de l'évolution du frottement au cours de la vie de l'ouvrage. Cette évolution se fait essentiellement dans un sens positif d'augmentation du coefficient de frottement.

Le chapitre VII « Prise en compte des effets hydrauliques » décrit les effets de la pression et de la circulation de l'eau sous les ouvrages sur la condition de glissement. Dans le cas des digues constituées de caisson disposées sur un soubassement en enrochement (appelées digues mixtes), il s'agit d'un sujet d'actives recherches expérimentales et numériques.

Le chapitre VIII « Limitation des déformations » possède deux volets : un volet classique dans le cas des murs de quais pour lesquels il s'agit essentiellement d'étudier l'équilibre entre les forces de poussée et les forces de frottement ; un volet beaucoup plus novateur dans le cas des digues soumises à la houle où ont été proposées des méthodes de dimensionnement fondées non pas sur le non glissement (ou la limitation du risque de glissement à un niveau jugé acceptable), mais sur la limitation de la distance de glissement probable qui est maintenu à un niveau jugé acceptable.

Le chapitre IX « Conclusions » enfin propose une synthèse et relève les points qui semblent les plus prometteurs parmi les innovations proposées par les divers auteurs.

## II Conception des ouvrages poids portuaires

### II.1 Types d'ouvrages portuaires

Notre étude porte sur les ouvrages poids : ouvrages dont la stabilité est assurée par son poids grâce au frottement qu'il mobilise au niveau de l'interface entre sa fondation et le sol. D'où l'importance que revêt pour ce type d'ouvrage la vérification de l'état-limite de glissement.

On se limite ici à deux types d'ouvrages poids : les digues et les quais. Ces ouvrages sont décrits dans divers documents : Chapon (1982, 1984), Bruun (1976) etc. Les ouvrages français (principalement) font l'objet de deux catalogues : le « Catalogue des quais » (STCPMVN, 1992) et le « Catalogue des digues » (STCPMVN, 1981).

#### II.1.1 Les digues

On peut les séparer en deux catégories :

- Les digues à talus (A)
- Les digues verticales (B)

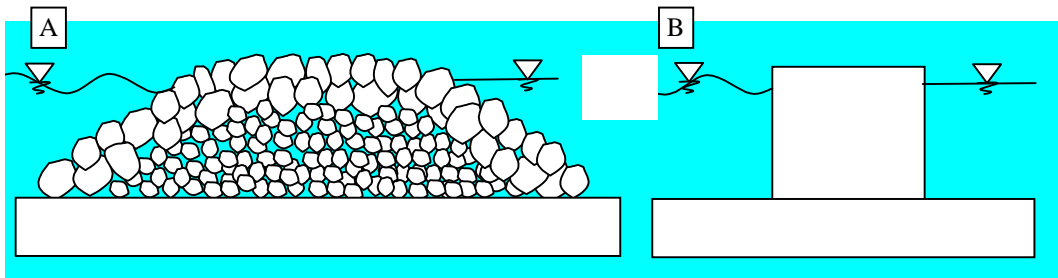


Figure II-1 Les deux principaux types de digues

En pratique, deux catégories intermédiaires existent aussi :

- « digues mixtes » (C),
- « digues armées » (D).

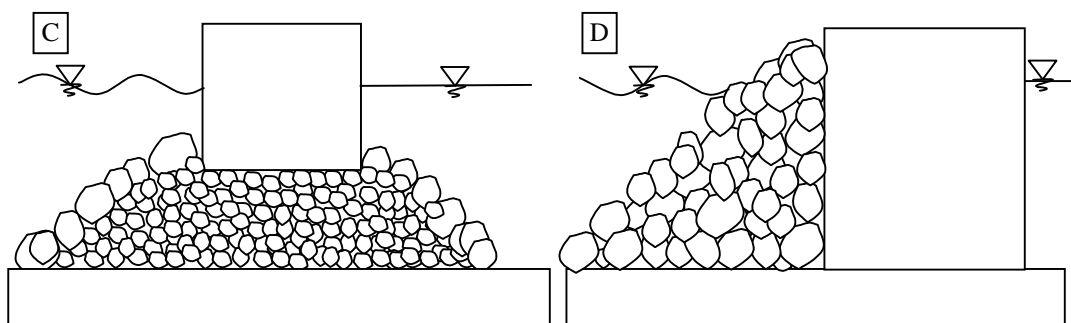


Figure II-2 Types intermédiaires de digues

Toutes ces structures résistent principalement par leur poids aux sollicitations horizontales. Toutefois, les digues à talus sortent du cadre de cette étude. Nous nous limiterons donc dans cette étude aux cas des digues verticales (B) et des digues mixtes (C) et nous nous focaliserons sur la condition de glissement entre la partie verticale et le soubassement. Nous n'aborderons pas les spécificités des digues armées (D), notamment les forces subies par ces digues et nous renvoyons donc à l'étude des digues verticales.

Les digues verticales connaissent aussi un certain nombre de variantes.

Elles peuvent être réalisées :

- en maçonnerie ou éventuellement en blocs de béton superposés ;
- en caissons parallélépipédiques.

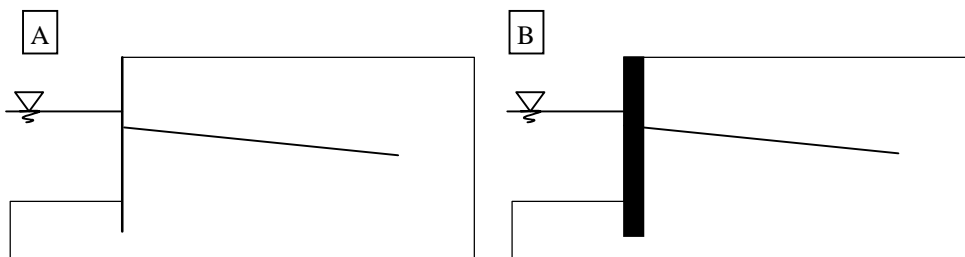
C'est cette dernière solution qui se développe le plus. Les caissons sont amenés sur le site puis remplis de remblai (sables, cailloux).

Enfin, diverses autres possibilités ont été explorées : caissons cylindriques (Tanimoto et Takahashi, 1994) , caissons type Jarlan pour des ouvrages de protection ou pour des ouvrages mixtes de protection et d'accostage comme à Roscoff en 1971 (STCPMVN, 1981) ou très récemment au port de La Condamine à Monaco.

### **II.1.2 Les quais**

Les quais comportent une variété encore plus grande d'ouvrages, certains rattachables à la catégorie des ouvrages poids, d'autres non.

On peut citer ainsi les écrans de soutènement : quais en rideaux de palplanches (A) et en parois moulées (B).



**Figure II-3 Quais en rideaux de palplanches (A) et parois moulées (B)**

Le dispositif d'ancrage peut varier : installation d'un contre-rideau, injection ...



On peut également retenir les quais sur pieux :

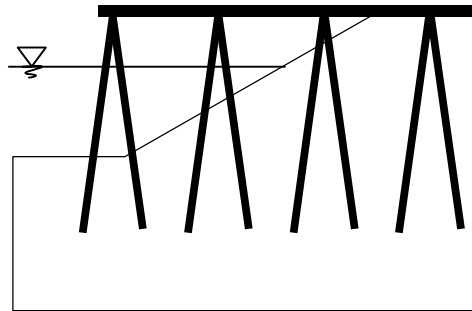


Figure II-4 Quai sur pieux

Les quais peuvent également être réalisés en gabions de palplanches plates (voir la figure suivante).

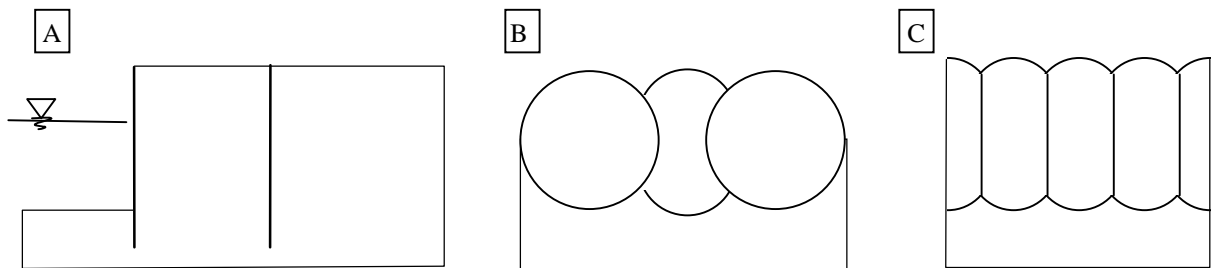


Figure II-5 Coupe d'un gabion (A), vue en plan d'une gabionnade avec arcs de raccordement (B) et d'une gabionnade cloisonnée (C)

Ces ouvrages en gabions posent des problèmes particuliers et difficiles ; pour un exposé en français, on peut se référer à Hoüy (1986).

Ces ouvrages (rideaux de soutènement, quais sur pieux, gabions de palplanches, etc.) sont exclus de la présente étude.

Venons en donc aux quais-poids. On peut distinguer (figure II-6) :

- les ouvrages en maçonnerie (A) ;
- les ouvrages en blocs de béton (B) ;
- les caissons en béton armé (C) ;
- les murs en L (D).

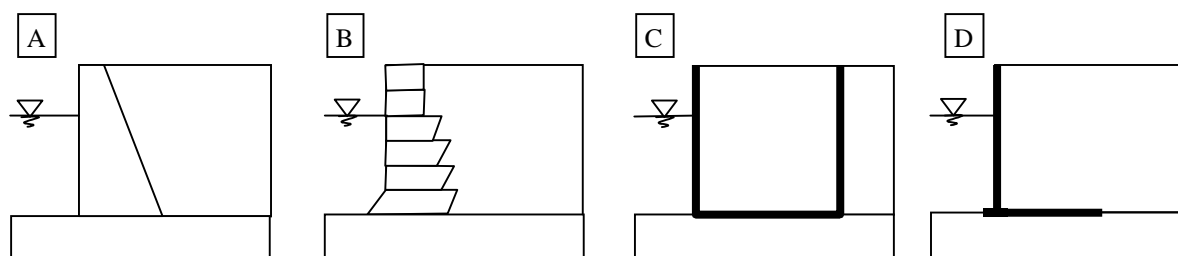


Figure II-6 Différents types de quais-poids

Comme pour les digues, les quais en caissons peuvent être à faible réflectivité. Parmi les ouvrages récents de type Jarlan, on peut citer un ouvrage à Victoria Harbour (Hong- Kong) destiné à « central reclamation – Phase III ». Cet ouvrage est décrit par Mc Connel et al. (1998). Il sert de digue pendant la construction, il retient et protège les terrains et il réduit les vagues réfléchies.

On peut citer aussi les caissons cylindriques juxtaposés analogues aux caissons rectangulaires (voir par exemple Ciortan, 1994). En revanche, les quais en maçonnerie, en blocs de béton et les murs en L sont à forte réflectivité : la houle n'est pas réduite et l'action d'amarrage est alors plus importante.

## II.2 Utilisation des structures poids

On a constaté (Oumeraci, 1994) un renouveau des digues verticales imputables :

- aux problèmes rencontrés pour les digues à talus dans les années 1980, choc un peu semblable à celui qui s'était produit dans les années 1930 en défaveur cette fois-là des digues verticales ;
- à la profondeurs croissante due à la croissance du tirant d'eau des navires qui augmente beaucoup le coût des digues à talus.

Ce renouveau s'inscrit dans un contexte où les connaissances ont beaucoup avancé depuis les années 1930 :

- davantage d'informations disponibles sur les conditions de houle ;
- plus de connaissances sur le déferlement et l'impact des vagues ;
- disponibilité d'installations permettant des expériences à grande échelle ;
- développement de l'industrie pétrolière off-shore qui a permis notamment un développement de la modélisation numérique de l'interaction sol/structure/vague.

Parmi les pays qui ont contribué à ce renouvellement des structures verticales, on peut citer le Japon (Tanimoto et Takahashi, 1994), avec de nombreux travaux de recherche comme ceux de Goda (1974, 1985, 2000). On peut citer aussi des essais avec des modèles de grande taille effectués par Oumeraci et al. (1992). L'Italie est également un pays ayant une forte tradition d'utilisation des digues verticales (Franco, 1994).

## II.3 Les principes de calcul des ouvrages poids

### II.3.1 Généralités

La démarche générale de justification des structures est d'étudier un certain nombre d'états-limites (certaines définitions spécifiques à l'approche semi-probabiliste sont données au paragraphe II.3.3). On se focalise plutôt sur les états limites ultimes pour les digues. Pour les quais, les déformations sont à prendre en considération (états limites de service). Pour toute cette démarche, il faut signaler les travaux de grande ampleur du CETMEF ayant abouti à la rédaction de recommandations pour le calcul aux états limites des ouvrages en site aquatique (cédérom ROSA 2000). Une présentation générale en a été donnée par Kovarik (1998). On se référera dans la suite particulièrement à la partie concernant les quais-poids (CETMEF, 2000a).

L'évaluation des états limites est fondée sur la considération d'un certain nombre de modes de rupture (glissement, poinçonnement, renversement...).

Cette démarche des états-limites et de l'approche semi-probabiliste sera notre référence dans ce travail mais de nombreux travaux ou méthodes présentant encore de l'intérêt n'ont pas été élaborés dans ce cadre. Dans ce cas, nous présenterons leurs résultats dans leur cadre d'origine.

### II.3.2 La conception probabiliste des structures

Cette démarche des états-limites et de l'approche semi-probabiliste n'est pas la seule possible, même si c'est celle qui est la plus répandue aujourd'hui, de par l'émergence des Eurocodes<sup>1</sup>.

On peut distinguer trois niveaux de conception basée sur la fiabilité voir par exemple, Shimosako et Takahashi (1999) ou Goda et Takagi (2000).

Le niveau 1 est la méthode des états-limites avec l'application de facteurs partiels de sécurité portant sur la valeur caractéristique des paramètres (actions, résistances, matériau, interactions,...). Une fois les facteurs partiels de sécurité appliqués, le calcul de dimensionnement a lieu comme pour un calcul déterministe. Cette approche sera présentée plus en détail en II.3.3. C'est la méthode semi-probabiliste.

Le niveau 2 est fondé sur une hypothèse de répartition gaussienne du chargement  $L$  et de la résistance  $R$ . On définit un indice de sécurité  $\beta$  directement fondé sur la différence des deux variables aléatoires  $L-D$  :

$$\beta = \frac{m_L - m_R}{\sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_R^2}}$$

---

<sup>1</sup> Le site du Setra donne l'état d'avancement et le programme de développement des Eurocodes. ([http://www.setra.fr/euronormes/Francais/PC\\_Francais.htm](http://www.setra.fr/euronormes/Francais/PC_Francais.htm)).

où  $m_L$  et  $m_R$  est la moyenne respectivement de la valeur du chargement L et de la résistance R et  $\sigma_L$  et  $\sigma_R$  l'écart type des mêmes paramètres.

Cet indice  $\beta$  est directement lié à la probabilité de ruine ; une probabilité de 0,001 correspond à  $\beta=3,08$  et  $\beta=2,00$  correspond à une probabilité de ruine de 0,023. Ainsi, Burcharth et Sørensen (1998, 1999) considèrent-ils que leur méthode de dimensionnement des digues verticales relève de ce deuxième niveau.

Le niveau 3 est fondé sur l'utilisation pour l'ensemble des facteurs de résistance et de charge sur leur loi de probabilité sans se limiter aux lois normales. Goda et Takagi (2000) se réclament de ce niveau 3 pour leur méthode de vérification au glissement d'une digue en caissons fondée sur la distance de glissement. On peut sur ce point se reporter au chapitre VIII.4.4 du présent document. On peut citer également l'approche proposée par Voortman et al. (1999) visant à une optimisation économique dans le cadre d'une approche probabiliste.

On peut citer aussi les travaux de Takayama et Ikeda (1992) sur le risque de glissement. Ils prennent en compte l'incertitude sur la vague au large, l'aspect probabiliste de la hauteur de l'eau, l'incertitude sur la transformation de la vague entre la pleine mer et le pied de la digue, l'incertitude sur les forces exercées, l'incertitude sur le coefficient de frottement. Ils aboutissent à évaluer la probabilité de ruine par glissement pour les ouvrages conçus selon les méthodes actuelles, selon la profondeur de l'eau et la pente du rivage. Ils font également une distinction entre trois types de digues : à paroi verticale, types Jarlan (vertical slit), et armée par des blocs. C'est pour les caissons à paroi verticale que le risque est le plus élevé, allant jusqu'à 0,3 sur une durée de vie de 50 ans.

### **II.3.3 Rappels de quelques définitions de l'approche semi-probabiliste**

On peut se fonder à cet effet sur le document CEN (2000) et sur le cédérom ROSA 2000 du CETMEF : présentation d'ensemble d'une part et glossaire d'autre part.

- **Situation de projet** : Étape de la vie de l'ouvrage déterminée par l'ensemble des conditions du projet régnant pendant un certain intervalle de temps durant lequel les distributions ou processus de toutes les données de sécurité de l'ouvrage peuvent être considérées comme constants.
- **État-Limite** : Phénomène préjudiciable contre l'apparition duquel on veut prémunir un ouvrage ou une partie d'ouvrage pendant une situation de projet donnée.
- **État-Limite de service** : État-Limite dont l'enjeu socio-économique est moindre que celui d'un état-limite ultime. Le phénomène correspond le plus souvent à une perte d'aptitude au service de l'ouvrage.
- **État-Limite ultime** : État-Limite dont l'enjeu socio-économique de l'apparition est supérieur à celui d'un état-limite de service. Le phénomène correspond le plus souvent à une forme de rupture de l'ouvrage.

- **Condition d'état-limite** : Elle exprime la condition reliant les paramètres de l'ouvrage et de son environnement qui doit être nécessairement remplie pour que l'état-limite ne soit pas atteint.

En désignant par E l'effet des forces ou des résistances, on peut écrire, par exemple :

pour une condition d'équilibre statique :

$$E_{\text{déstabilisateur}} < E_{\text{stabilisateur}}$$

pour une condition de résistance :

$$E_{\text{moteur}} < E_{\text{résistant}}$$

- **Condition de calcul** : Expression de la condition d'état-limite dans laquelle on prend en compte, au niveau de sécurité requis, les incertitudes sur la valeur des paramètres et les incertitudes sur les modèles.
- **Facteur de dimensionnement** : Nombre sans dimension, exprimé pour chaque vérification d'un état-limite comme le rapport de l'élément résistant à l'élément moteur, tels qu'ils apparaissent dans la condition de calcul.

Il pourra s'écrire :

$$\Gamma = E_{\text{stabilisateur}} / \gamma_d \cdot E_{\text{déstabilisateur}}$$

$$\Gamma = E_{\text{résistant}} / \gamma_d \cdot E_{\text{moteur}}$$

L'ouvrage est justifié si tous les facteurs  $\Gamma$  sont supérieurs ou égaux à 1,00.

L'ouvrage n'est pas justifié dès que l'un des facteurs  $\Gamma$  est inférieur strictement à 1,00.

On note l'introduction du coefficient de modèle  $\gamma_d$ . Ce coefficient partiel prend en compte les incertitudes relatives à l'adéquation entre un modèle et la réalité.

- **Coefficients partiels** : La méthode semi-probabiliste est fondée sur l'utilisation de ces coefficients de sécurité qui portent sur tel ou tel élément du calcul. Ces coefficients ont pour objectif de prendre en compte une incertitude bien définie. Ces coefficients peuvent porter sur les actions (en plus des coefficients d'accompagnement  $\psi$ ), sur les propriétés des matériaux ou les paramètres d'interactions sol/structure ou les paramètres géométriques, sur les résistances, sur l'incertitude de modèle. Ces coefficients dans le document ROSA sont notés respectivement  $\gamma_f$ ,  $\gamma_M$ ,  $\gamma_R$ ,  $\gamma_d$ .
- **Coefficient global** : coefficient de sécurité qui, pour la vérification d'un état-limite donné, dans une situation de projet donnée, est censé prendre en compte par un seul nombre l'ensemble des incertitudes sur les valeurs des paramètres et sur les modèles de calcul.

On retrouve là un type de démarche qui a été très largement utilisé avant le développement des approches semi-probabilistes.

- **Instabilité globale, externe ou interne** : on distingue notamment les modes :
  - d'instabilité globale : il s'agit d'un phénomène d'ensemble de la fondation et du sol ;
  - d'instabilité externe : il affecte l'interaction de l'ouvrage et du sol, l'ouvrage se comportant généralement comme un solide indéformable ;
  - d'instabilité interne : il concerne la résistance et la déformabilité propre des éléments de l'ouvrage.

Ces trois phénomènes sont des états-limites : le projeteur doit faire en sorte qu'ils n'apparaîtront pas au cours de la vie de l'ouvrage.

On pourra classer chacune de ces instabilités dans la catégorie des états-limites ultimes (ELU) si l'enjeu est important (s'il y a risque de mort d'homme par exemple en cas d'apparition du phénomène) ou dans la catégorie des états-limites de service (ELS) si l'enjeu est modéré (si l'apparition du phénomène n'engendre « que » la perte momentanée de service de l'ouvrage par exemple).

### II.3.4 Les états-limites ultimes

On va distinguer dans un premier temps les modes de rupture interne et les modes de rupture géotechnique où la structure du mur reste intacte. Bien que plus rarement considérés, on peut être amené à imaginer des modes mixtes, par exemple pour des ouvrages en gabions (Corfdir, 1997).

On envisagera donc :

- l'instabilité globale ; la ligne de rupture passe à travers le remblai et le massif de fondation (A)
- l'instabilité externe ; l'ouvrage reste encore monolithique mais il y a déplacement relatif de l'ouvrage par rapport au remblai ou au massif de sol environnant (B)
- l'instabilité interne ; il y a rupture de l'ouvrage qui ne se comporte plus comme un monolithe (C).

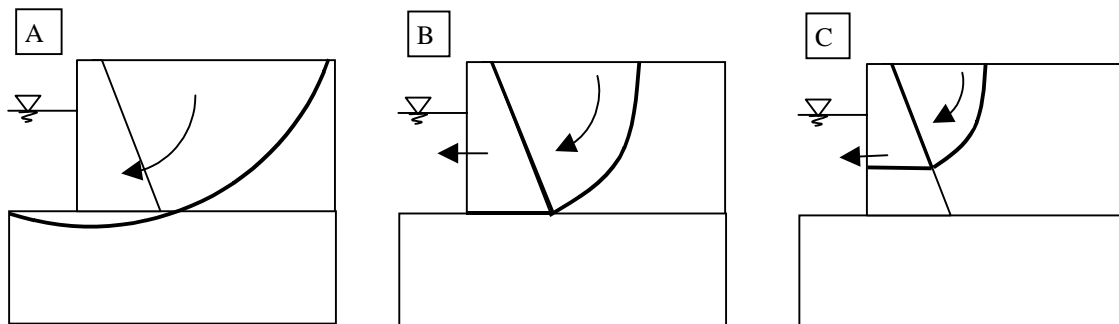


Figure II-7 Différents types d'instabilités pour un ouvrage-poids

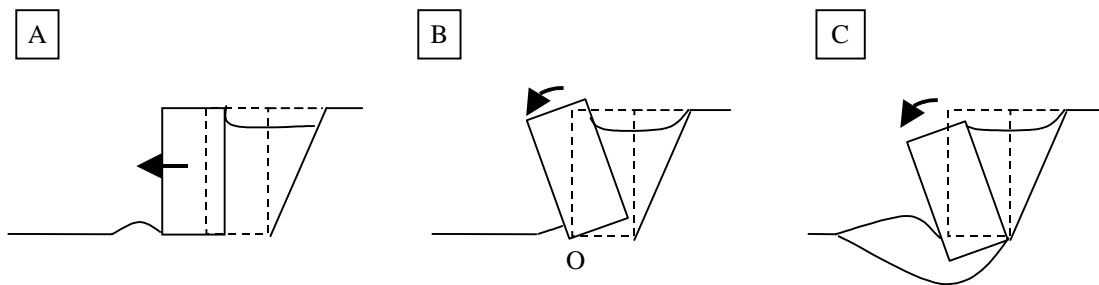
Nous allons détailler davantage les instabilités externes qui sont communes aux différents ouvrages-poids.

### II.3.5 Types d’instabilités externes pour les ouvrages-poids

#### II.3.5.1 Les trois vérifications usuelles de la stabilité externe

Pour le calcul d’un ouvrage poids, il faut prendre en compte plusieurs modes de rupture externes potentiels. Supposant toujours que le mur reste monolithique, il peut avoir (en se limitant aux mouvements plans) :

- un déplacement de translation : glissement du mur ;
- un déplacement de rotation : renversement ;
- une insuffisance de capacité portante (ou poinçonnement).



**Figure II-8 Rupture par glissement, renversement, poinçonnement du sol de fondation**

Ces trois vérifications constituent les étapes classiques de calcul d’un mur de soutènement pour la stabilité externe. Voir par exemple (GEO, 1998), (SETRA, 1998), (Clayton et al., 1993), (USACE, 1989), (Pilot, 1979), etc. On vérifie alors à chaque fois le facteur de dimensionnement (approche semi-probabiliste) ou le coefficient de sécurité global (autres approches).

#### II.3.5.2 Le coefficient de sécurité au glissement

Ce coefficient s’exprime simplement comme le rapport des forces résistantes  $F_r$  (frottement entre la semelle et le sol de fondation, adhésion entre la semelle et le sol de fondation, butée éventuelle des terres) sur les forces motrices  $F_m$  (composante horizontale de la poussée des terres).

$$FS = \frac{\sum F_r}{\sum F_m}$$

Comme l’étude de cette condition est le sujet même de ce rapport, nous entrerons dans les détails par la suite, et principalement au chapitre III.

### II.3.5.3 Le coefficient de sécurité au renversement

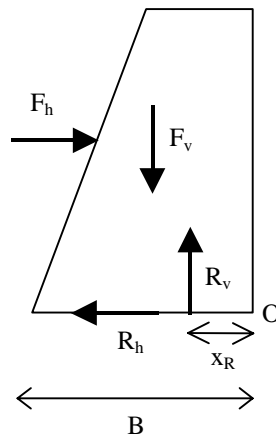
On peut comme dans le cas de la sécurité au glissement définir un coefficient de sécurité.

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_m}$$

$M_m$  et  $M_r$  représentent les moments par rapport à l'arête inférieure aval (point O de la figure II-8) des forces motrices et des forces résistantes. Les forces motrices sont celles dont l'action est défavorable (poussée des terres, éventuellement pression de l'eau s'exerçant sur la paroi amont). Les forces résistantes sont celles dont l'action est favorable : poids de l'ouvrage, poids du volume de sol qui charge la fondation. Cette démarche est présentée dans le guide du SETRA (1998).

Pour les digues, une expression du même type est recommandée par Goda (2000).

Une autre démarche envisageable consiste à prendre en compte la position du point d'intersection de la résultante des forces avec la semelle. C'est par exemple la méthode préconisée par le document américain (USACE, 1989). La figure ci-dessous schématise cette dernière méthode.



**Figure II-9 Position de la résultante des efforts verticaux dans la semelle**

On pose :

$$R = \frac{x_R}{B}$$

avec B la largeur de la semelle de fondation et  $x_R$  la distance entre le point d'application de la résultante des forces verticales appliquées à la semelle et le point O. La distance  $x_R$  est déterminée de la manière suivante :



$$x_R = \frac{\sum M_O}{R_v}$$

avec  $R_v$  la composante verticale de l'action du sol sur la semelle qui permet d'équilibrer les forces verticales et  $M_O$  le moment par rapport à O des forces extérieures appliquées à l'ouvrage.

Le rapport R est relié au pourcentage de la base de la semelle en compression (voir également la règle du tiers central dans la suite de ce paragraphe).

Valeur du rapport R	Pourcentage de la semelle en compression
0,500	100 %
0,333	100 %
0,250	75 %
0,200	60 %
0,167	50 %
0,133	40 %

**Tableau II-1 Relation entre le rapport R et le pourcentage de la semelle en compression (USACE, 1989)**

Suivant le type de sollicitation et le type de condition de fondation, on doit respecter un certain pourcentage minimal de la semelle en compression.

Terzaghi et Peck (1967) préconisaient la règle du tiers central pour se prémunir du risque de renversement. Cette règle consiste à vérifier que le rapport R ne descend pas en dessous de 0,33 . Greco (1997) estime lui aussi qu'il faut utiliser la notion de position de la résultante des forces verticales plutôt qu'un rapport des moments moteurs et résistants qui va dépendre des hypothèses prises sur la position du plan sur laquelle s'exercent les forces de poussée.

De leur côté, Mommessin et Nègre (1983) ont une appréciation critique sur cette vérification au renversement par le biais des moments et proposent une autre approche (voir le paragraphe III.5.5).

Le document britannique (BSI, 1994) ne fait pas référence pour les murs poids à un état limite de renversement. Le document (CETMEF, 2000a) adopte un point de vue voisin dans la mesure où il estime que l'état-limite de décompression du sol, l'état-limite de renversement et l'état-limite associé à la règle du tiers central sont des expressions différentes des mêmes phénomènes et qu'il convient alors de s'en tenir à la décompression du sol.

En conclusion, on constate un certain manque de consensus dans la vérification au renversement, même si le cadre de cette étude ne pas permet d'en évaluer les conséquences pratiques sur le dimensionnement des ouvrages.

### II.3.5.4 Coefficient de sécurité au poinçonnement

On peut définir un coefficient de sécurité au poinçonnement :

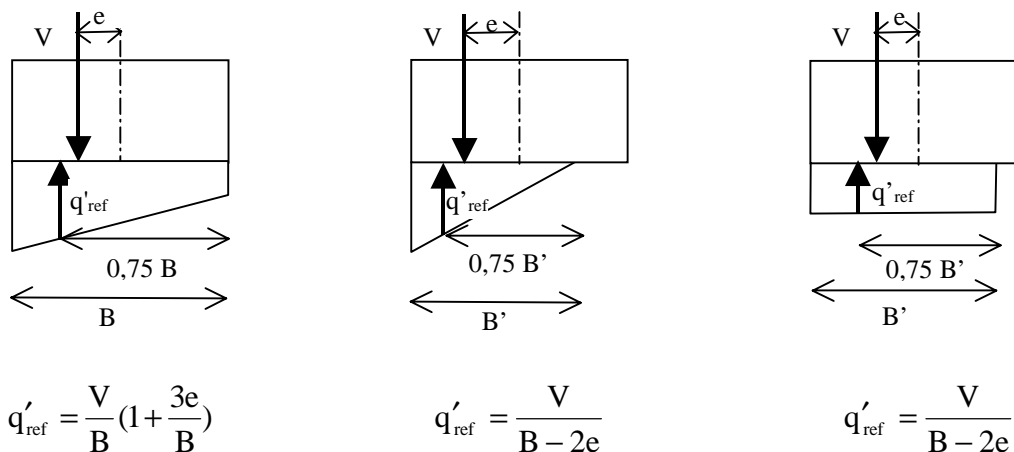
$$FS = \frac{p_{\max}}{\sigma_{\max}}$$

avec  $p_{\max}$ , la capacité portante du sol (obtenue à partir des caractéristiques pressiométriques ou pénétrométriques du sol) et  $\sigma_{\max}$  la contrainte verticale maximum sous la base (déterminée à partir de l'évaluation des sollicitations).

Les règles de l'art demandaient que le coefficient FS atteigne au moins la valeur 3 (voir par exemple Pilot, 1979).

Dans les années 1990, on voit apparaître la méthode du fascicule 62 (MELT, 1993), qui est reprise dans le guide du (SETRA, 1998).

Elle est fondée sur la notion de contrainte de référence  $q'_{\text{ref}}$ , contrainte normale aux trois quarts de la largeur comprimée de la semelle de fondation.



**Figure II-10 Définition de la contrainte de référence**

On demande de vérifier pour chaque combinaison d'actions :

$$q'_{\text{ref}} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_\delta + q'_0$$

Dans cette équation,  $q'_u$  est la contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée. Cette charge peut être évaluée à partir de résultats d'essais au pressiomètre ou d'essais de pénétration statique (MELT, 1993). Par ailleurs,  $q'_0$  est la contrainte que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci. Mais cette contrainte est généralement négligée dans la condition précédente pour les soutènements. Enfin,  $i_\delta$  est un coefficient minorateur qui tient compte de l'inclinaison de la résultante, de la géométrie et de l'environnement de la fondation. Là encore, on peut se reporter au document du MELT (1993).

A noter que selon le document canadien (SCG, 1994), la vérification de la capacité portante admissible, prenant en compte l'excentricité et l'inclinaison de la charge, permet de se dispenser de la vérification au renversement.

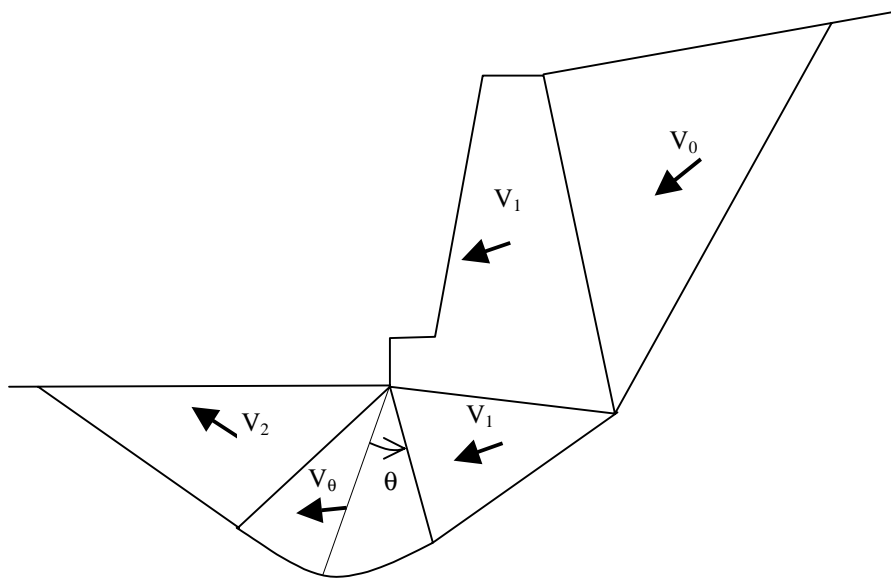
### II.3.5.5 Autres types de schémas de rupture

Nous avons déjà évoqué le phénomène de décompression du sol qui est considéré comme un état-limite de service dans (MELT, 1993).

L'Eurocode 7 (CEN, 2001), qui est encore à l'état de projet, présente une vue plus ouverte : les modes de rupture envisagés précédemment sont regroupés sous l'étiquette rupture de la fondation des murs poids. On peut noter l'existence de trois schémas de rupture (assez vagues) que l'on peut rattacher à chacune des trois vérifications précédentes.

Il est précisé aussi qu'il s'agit d'un minimum et que des vérifications supplémentaires peuvent être envisagées.

On peut citer comme schéma de rupture le schéma étudié par Mommessin et Nègre (1983). Adoptant le formalisme du calcul à la rupture, les auteurs considèrent une cinématique mettant en jeu à la fois le sol de fondation et le remblai.



**Figure II-11 Mécanisme cinématique de Mommessin et Nègre (1983) pour un calcul à la rupture**

Comparant les résultats obtenus par leur méthode avec ceux obtenus par les méthodes utilisant les trois vérifications usuelles (glissement, renversement, poinçonnement), ces auteurs constatent qu'il existe des combinaisons de paramètres entraînant la ruine d'après leurs calculs alors que les trois coefficients de sécurité sont égaux à 1. D'autre part, ils estiment au vu de leurs résultats que le coefficient de sécurité au renversement est mal adapté au calcul des murs-poids.

Enfin, il faut signaler la possibilité grâce aux éléments finis, d'effectuer une analyse limite même pour des problèmes complexes sans supposer a priori un mécanisme particulier. On peut bien sûr utiliser la méthode statique de l'analyse limite (voir les travaux de Pastor, 1983). Mais si on en reste à la méthode cinématique, il faut citer les travaux de Turgeman (1983), le développement du logiciel Stars puis Stars 2 sous l'impulsion de Salençon. On pourrait citer divers travaux produits en France sur ce sujet et nous nous limiterons à citer Jiang et Magnan (1997) qui comparent l'analyse limite pratiquée avec un code d'éléments finis et la méthode des tranches.

### II.3.5.6 Mécanismes envisagés pour le cas des digues

Prenant en compte le soubassement et la digue verticale, Sørensen et Burcharth (2000) envisagent de nombreux modes de rupture :

1. glissement du caisson sur le soubassement
2. rupture dans le soubassement sous le caisson, celui-ci étant en translation (très semblable au précédent)
3. rupture dans le soubassement avec ligne de rupture droite
4. rupture dans le soubassement avec ligne de rupture courbe
5. rupture dans le soubassement et glissement entre le soubassement et le sable de fondation
6. rupture dans le soubassement et glissement entre le soubassement et l'argile de fondation
7. rupture dans le soubassement et dans le sable de fondation (cinématique à 4 zones)
8. rupture dans le soubassement et dans le sable de fondation (cinématique à 5 zones)
9. rupture dans le soubassement et dans l'argile de fondation (avec mouvement de translation du bloc de remblai)
10. rupture dans le soubassement et dans l'argile de fondation avec rotation autour d'un point.

De manière analogue, Oumeraci (1994) distingue quatre modes de rupture : glissement sur la base (A), rupture superficielle dans le soubassement et à la frontière entre le soubassement et le sol (B), rupture profonde dans le soubassement dont l'épaisseur est telle que le sous-sol n'a pas d'influence sur le mécanisme de ruine (C), rupture par glissement global (D).

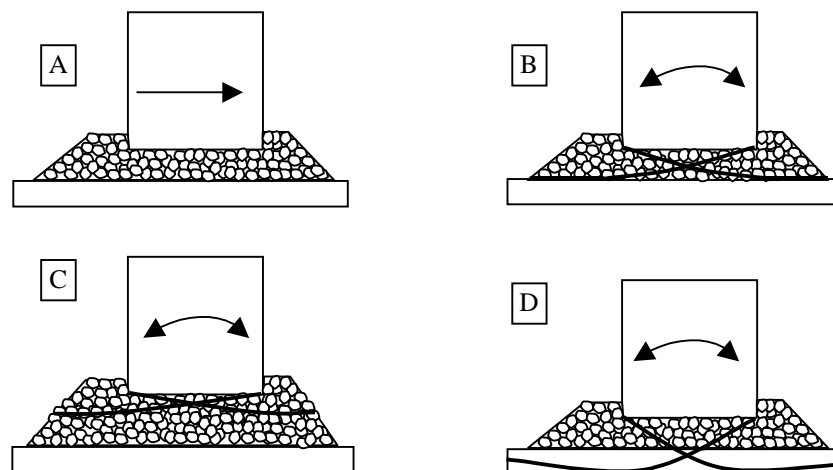


Figure II-12 Modes de rupture d'une digue verticale et de son soubassement d'après Oumeraci (1994)

II.3.5.7 Limitation de cette approche par étude successive de différents modes de rupture : la question de l'interaction entre force de glissement et force de renversement

La combinaison de deux modes de rupture peut-être plus défavorable que chaque mode pris isolément. C'est là une situation qu'on rencontre naturellement en calcul à la rupture (voir par exemple (Corfdir, 1996) pour des exemples de superpositions en nombre fini ou infini de modes de rupture).

Dans le cas de la stabilité des digues, il faut citer les travaux de Sekiguchi et Kobayashi (1994) qui étudient la combinaison de l'effet d'une force et d'un moment sur le caisson.

L'idée de base réside dans le fait que la présence d'un moment va interagir avec la résistance au glissement et, au final, la diminuer. La résistance limite peut être représentée par une surface dans l'espace  $H$  (force horizontale),  $V$  (force verticale),  $M/B$  (rapport du moment  $M$  des forces  $H$  et  $V$  par rapport à la droite passant par le milieu  $O$  de la base du caisson sur  $B$  la largeur du caisson).

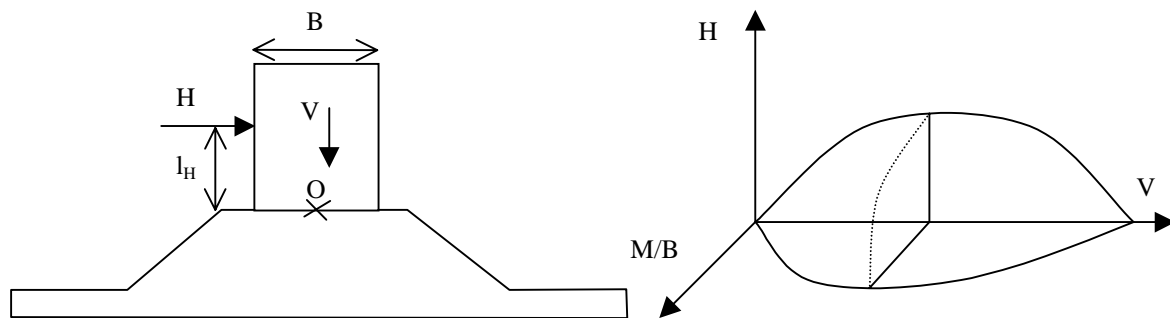
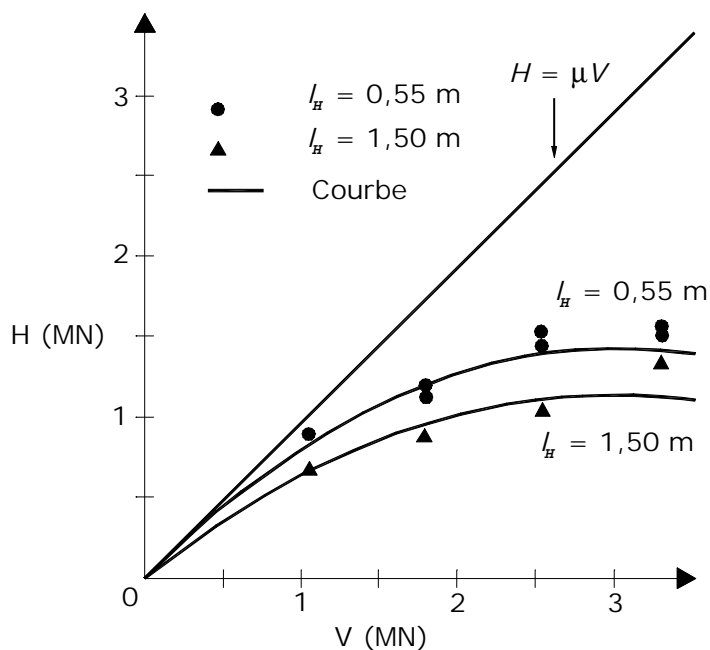


Figure II-13 Forces excentrées agissant sur un caisson et surface limite de charge

Ce type de considération a reçu une confirmation expérimentale de Tanaka et al. (1987). La publication est en japonais mais Sekiguchi et Kobayashi en rappellent certains résultats relatifs à l'influence de la hauteur d'application  $l_H$  de la force  $H$  sur la résistance au glissement.

Ces résultats expérimentaux montrent deux phénomènes :

- la force horizontale maximale supportable appliquée à une hauteur donnée croît moins vite que la force verticale appliquée multipliée par le coefficient de frottement  $\mu$  ;
- la force horizontale maximale supportable est plus faible quand son point d'application est plus élevé.



**Figure II-14 Influence du moment sur la résistance au glissement ;  
courbe proposée par Sekiguchi et Kobayashi (1994),  
points expérimentaux de Tanaka et al. (1987)**

### II.3.6 Les états-limites de service

Ils sont, de manière générale, traités plus succinctement.

Le document (CETMEF, 2000a) fait à cet égard exception puisqu'il prévoit pour les quais-poids la considération des états-limites de service suivants :

1. la décompression du sol de fondation,
2. le poinçonnement du sol de fondation,
3. la décompression des blocs,
4. le déplacement de la poutre de couronnement,
5. les tassements absolus,
6. les tassements différentiels.

La partie du fascicule 62 titre V (MELT, 1993) relative aux fondations superficielles ne prend en compte que les états-limites de service de mobilisation du sol (poinçonnement) et de décompression du sol.

Le projet d'Eurocode 7 (CEN, 2001) évoque le problème des déplacements. Il faut au préalable établir les valeurs limites de déplacements en prenant en compte la tolérance au déplacement des structures supportées, puis vérifier que les déplacements seront plus faibles sur la base d'une estimation prudente fondée sur des expériences comparables.

## II.3.7 Organisation d'une note de calcul

### II.3.7.1 Organisation générale

Nous nous basons notamment sur le cas récent de l'aménagement du terre-plein de Kerpallud (Paimpol, Côtes d'Armor). Il s'agit d'un mur en béton. Dans ce cas particulier, la prise en compte de surcharges d'exploitation importantes ( $3 \text{ t/m}^2$ ) ainsi que de la dénivelée hydrostatique liée au retard de la vidange du remblai en arrière du quai à marée descendante a amené à augmenter la largeur du mur pour satisfaire la règle de non décompression du sol imposée par le fascicule 62 (MELT, 1993).

La note de calcul d'un ouvrage poids peut être organisée de la manière suivante :

- Table des matières
- Généralités
  - Règlements pris en compte dans les calculs
  - Hypothèses de calcul
  - Logiciel de calcul utilisé
- Calculs pour chaque partie homogène de l'ouvrage
  - Coupe et données géométriques de la partie particulière
  - Données de calcul
  - Définition des niveaux d'étude où sont évalués les efforts
  - Calcul pour chaque niveau d'étude des forces et des moments résultant des différents cas de charge élémentaires
  - Vérification pour les combinaisons de charges correspondant aux ELS et aux ELU, du coefficient de glissement et de la répartition des contraintes normales dans la section (en particulier calcul de la contrainte verticale maximale et vérification de la présence ou non de la charge verticale dans la section et dans le noyau central).
- Conclusions
  - Propositions éventuelles de renforcement

Les divers sujets abordés dans le présent document ont des impacts potentiels très variés sur la note de calcul. A un premier niveau, on pourra trouver diverses références sur le coefficient de frottement, sur la prise en compte de dispositions constructives particulières sur la semelle, ainsi que sur certains aspects liés à l'hydraulique et donc aux contraintes effectives. A un niveau plus fondamental, certaines références peuvent proposer des alternatives aux vérifications usuellement pratiquées en France, par exemple en utilisant d'autres états-limites que ceux usuellement considérés ou en se servant d'approches probabilistes plus complexes.

### *II.3.7.2 Les hypothèses de calcul pour un quai*

Dans le cadre d'une approche semi-probabiliste, le projeteur doit s'assurer notamment de la connaissance des paramètres suivants (éventuellement en fourchette) :

- géométrie du mur ;
- masse spécifique des matériaux : murs, remblais, masse spécifique déjaugée des matériaux granulaires ;
- masse spécifique de l'eau ;
- points entre les quels s'effectue la perte de charge, répartition de cette perte de charge ;
- résistance des matériaux de remblai (angle de frottement interne) ;
- angle de frottement entre mur et remblai, entre mur et fondation ;
- situations de projet et cas de charges ;
- actions permanentes, variables et accidentelles ;
- niveaux d'eau en avant et en arrière du mur ;
- coefficient de poussée du remblai ;
- charges d'exploitation : surcharge surfacique linéique ou ponctuelle sur le terre plein, traction en tête du mur (amarrage), moment éventuel en tête (amarrage excentré) ;
- définition des états-limites, de service et ultimes, ELS et ELU
- combinaison d'actions pour les ELS et les ELU avec les coefficients partiels de sécurité pertinents.

### **II.3.8 Conclusion sur les principes de construction des ouvrages-poids**

On constate un certain consensus pour le calcul des quais avec les trois vérifications classiques : glissement, renversement, poinçonnement de la fondation. Malgré tout, la situation n'est pas jugée complètement satisfaisante, on voit des critiques s'élever contre certaines vérifications (principalement le renversement) ou contre la méthode générale (Mommessin et Nègre, 1983).

Dans le cas des digues verticales, la situation semble plus ouverte au changement. Ceci est sans doute imputable à l'intérêt que suscite à nouveau ce type d'ouvrage et à l'ensemble important de travaux de recherche sur ce sujet.

Il faut noter que lors de cette étude bibliographique, nous n'avons guère rencontré d'objections quant au bien fondé de la vérification au glissement tant pour les quais que pour les digues, à l'exception de la critique plus générale soulevée par Mommessin et Nègre (1983) et de Sekiguchi et Kobayashi (1994) qui estiment nécessaire de prendre en compte le moment dans la vérification au glissement des digues. Les travaux japonais sur la distance probable de glissement sont plutôt un raffinement qu'une remise en cause du principe de la vérification classique au glissement.



## II.4 Les données d'accidents

### II.4.1 Données historiques fournies par Cornick (1968)

Cornick cite plusieurs exemples d'accidents de murs poids, arrivés pendant la construction elle-même. En 1888, le mur de l'Empress Dock, haut de 15 m et long de 120 m à Southampton s'est déplacé en direction du bassin lors du remblaiement, de 3 mètres en quelques minutes puis de 3 mètres supplémentaires au bout de 2 jours. La cause de ce mouvement était un glissement entre la base du mur et une couche d'argile.

Un autre exemple est le mur du Kipperpur Dock à Calcutta dont une partie longue de plus de 400 m s'est déplacé en direction du bassin de 1,20 m et a basculé légèrement tandis qu'une autre partie de 135 m a également avancé de 4 m en restant verticale. Là encore le mur était construit sur une argile, de plus le remblai utilisé avait des caractéristiques très mauvaises et on avait pris en compte un effort de butée alors que le matériau s'était desséché et n'était plus en contact avec le mur.

Des erreurs majeures de conception (avec notamment une fondation superficielle posée directement sur une argile sans précautions, un remblai de très mauvaise qualité) paraissent devoir être en cause ici, erreurs qui devraient appartenir au passé.

### II.4.2 Données étudiées par Oumeraci (1994) : cas des tempêtes

L'auteur étudie deux types d'ouvrages : les digues verticales et les digues verticales armées (voir les figures II-1 et II-2).

Il rapporte respectivement 17 cas de ruine pour les digues verticales et 5 cas pour les digues verticales armées. Pour les digues verticales, les 17 cas présentés s'étalent de 1881 à 1987, pour ceux dont la date est rapportée. Parmi ces 17 cas, on en trouve 8 dont le mode de rupture correspond au -glissement éventuellement accompagné d'un autre mode.

L'auteur note aussi que presque tous les accidents rapportés ont eu lieu sans signe avant-coureur lors de tempêtes moins violentes ou sur des structures similaires.

Il divise les causes de rupture en trois catégories :

- celles relatives à la structure elle-même,
- celles relatives aux conditions hydrauliques et au chargement,
- celles relatives à la fondation et à la configuration des fonds marins.

Concernant les causes de rupture relatives à la structure elle-même, il cite :

- l'inadéquation du concept de digues réfléchissantes (sur lesquelles les vagues se réfléchissent sans déferler),
- le caractère non-monolithique de la structure et la dégradation du béton,
- la crête trop basse et le pied de la digue trop haut.

L'auteur s'élève contre la persistance de ce concept de digues réfléchissantes qui est invalidé par la présence de vagues déferlantes dont le risque ne peut jamais être tenu pour nul. Il cite des expériences au MIT (Chan, 1986) qui ont montré que les vagues déferlaient pour des profondeurs importantes avec des pressions d'impact comparables au cas de l'eau peu profonde même si la probabilité de ces événements est plus faible en eau profonde qu'en eau peu profonde.

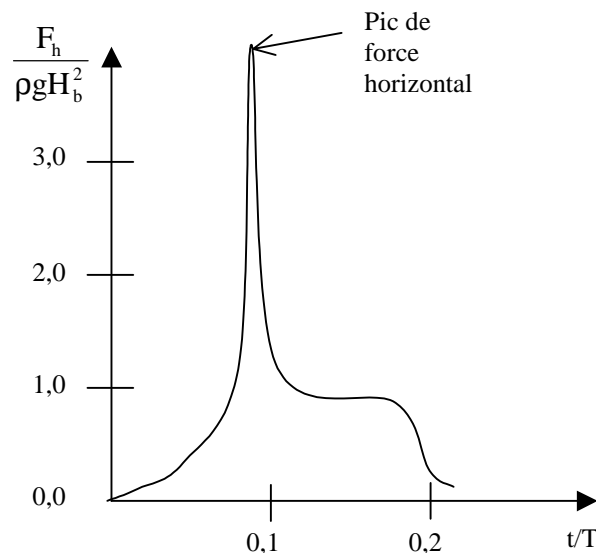
Parmi les causes de rupture liées à la fondation et à la configuration des fonds, il distingue :

- la configuration des fonds,
- l'érosion des fonds et du pied de berme,
- les causes purement géotechniques (tassement, rupture par cisaillement du sol de fondation ou de l'interface sol/structure).

Il regrette vivement que dans le passé, l'attention portée aux aspects géotechniques lors de la conception des digues n'ait pas été suffisante.

Pour l'auteur, les déplacements constatés ne sont pas le résultat d'une liquéfaction du sol de fondation compte tenu des conditions de drainage favorables, mais le résultat d'une accumulation de déformations qui se produisent pendant le court instant où le pic de force (voir la figure II-15) dépasse une certaine valeur admissible, sans qu'il y ait montée de la pression interstitielle. Ce phénomène est particulièrement sensible pour une vague déferlante.

Il insiste sur la nécessité de réaliser une étude globale et surtout pas limitée à des chargements statiques et prenant en compte l'aspect probabiliste.



**Figure II-15 Pic de force pour une vague déferlante (« plunging ») ; T est la période de la vague,  $F_h$  la force horizontale par unité de longueur,  $\rho g$  le poids volumique de l'eau,  $H_b$  la hauteur entre la crête de la vague déferlante et le creux qui suit (Kortenhaus et al., 1999)**

Pour Tanimoto et Takahashi (1994), la condition de glissement est plus sévère en général au Japon que la condition de renversement car le couronnement des digues de ce pays est relativement bas. Ceci peut expliquer l'assez forte proportion d'ouvrages japonais ayant subi un glissement dans la liste dressée par Oumeraci.

#### II.4.3 Données réunies par Werner et al. (1998) : cas des séismes

Les dates des séismes étudiés s'étendent de 1923 à 1995. Au total 26 séismes ayant touché des zones portuaires sont cités. Ces données peuvent concerner plusieurs types d'ouvrages pour chaque séisme recensé.

En extrayant de cette liste les ouvrages poids (au nombre de 21), on obtient un panorama montrant notamment l'ampleur que peuvent atteindre les déplacements :

Date	Port	Type d'ouvrage	Types de dommage	Causes
1923	Yokohama (Japon)	Quai en blocs de béton	Glissement, basculement avec perte de capacité de la fondation	Poussée des terres
1930	Shimizu (Japon)	Quai en caissons	Basculement, glissement (8,3 m) et tassement	Poussée, liquéfaction, mouvement local du sol
1930	Shimizu (Japon)	Quai en blocs de béton	Glissement (4,5 m)	
1935	Shimizu (Japon)	Quai en caisson	Glissement (5,5 m), tassement, rupture d'ancrages	Poussée, liquéfaction, mouvement local du sol
1946	Uno (Japon)	Quai en caisson et en blocs de béton	Glissement (0,4 m)	
1952	Kushiro (Japon)	Quai en caisson	Basculement, glissement (6,0 m) et tassement	Poussée, liquéfaction, mouvement local du sol
1960	Puerto Monte (Chili)	Quai en caisson	Renversement (overturning) et basculement (tilting)	Poussée, liquéfaction, mouvement local du sol
1960	Puerto Monte (Chili)	Mur poids en béton	Renversement complet et glissement (1,5 m)	
1960	Talcahuano (Chili)	Quai en blocs de béton	Basculement vers l'extérieur	
1964	Niigata (Japon)	Quai en caisson	Basculement, glissement (8,3 m), et tassement	Poussée, liquéfaction, mouvement local du sol
1968	Aomori (Japon)	Quai-poids	Glissement et tassement	Poussée
1968	Aomori (Japon)	Digue-poids	Glissement (0,9 m) et tassement	
1973	Hanasaki (Japon)	Quai-poids	Glissement (1,2 m) et tassement du mur et du terre-plein	
1978	Shiogama (Japon)	Quai-poids en béton	Basculement et tassement du terre plain	
1978	Yuriage (Japon)	Quai-poids en blocs de béton	Déplacement horizontal (1,2 m)	
1985	San Antonio (Chili)	Quai en blocs de béton	Écroulement de 60% de la longueur	

1991	Limon (Costa Rica)	Murs de soutènement (type non précisé)	Tassement et déplacement jusqu'à 0,5 m	Pression des terres, liquéfaction
1993	Hakodate et Setana (Japon)	Murs de quai (type non précisé)	Glissement ou basculement jusqu'à 1 mètre	Liquéfaction
1994	Los Angeles (États-Unis)	Digues	Tassement	Pression des terres, liquéfaction,
1995	Kobe (Japon)	Quais en caisson	Mouvement vers la mer (jusqu'à 75 cm) et tassement du remblai (jusqu'à 30 cm)	Pression des terres, liquéfaction
1995	Ezilat (Israël) et Nuweiba (Égypte)	Murs de quai (type non précisé)	Rotation significative	

**Tableau II-2 Accidents d'ouvrages poids dus à des séismes (Werner et al., 1998)**

On constate que le glissement des ouvrages est un mode de rupture très fréquent. Parmi les causes, on voit que les plus fréquemment évoquées sont une pression excessive des terrains retenus, et la liquéfaction des remblais.

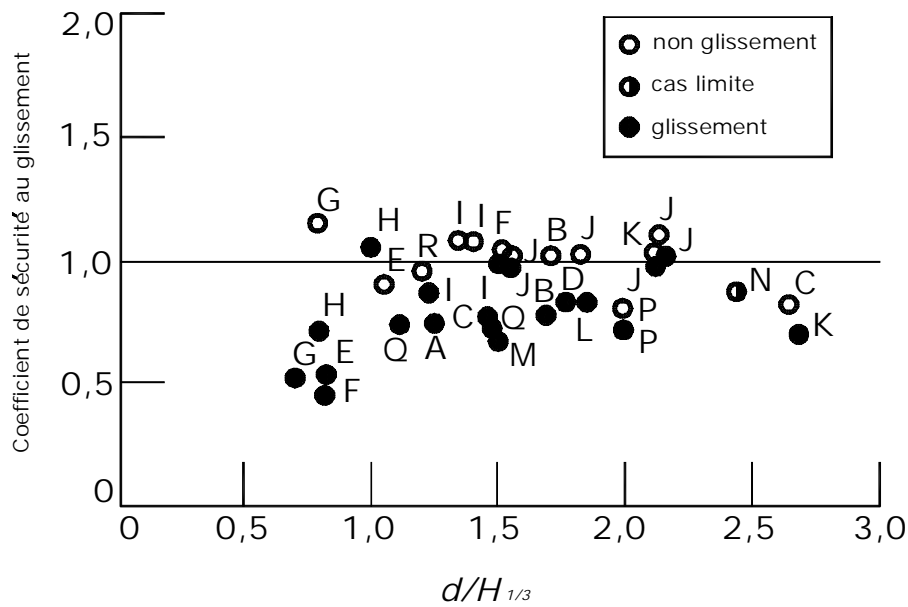
On peut remarquer aussi que les quais semblent souffrir davantage que les digues (rôle des remblais). Le rôle donné ici à la liquéfaction n'est pas contradictoire avec le point de vue de Oumeraci (1994) qui porte sur d'autres types de sollicitations, moins rapides.

#### II.4.4 Données étudiées par Goda (1974, 2000)

Goda s'est particulièrement intéressé à l'étude du glissement comme moyen de vérifier sur des cas réels le bien fondé de sa méthode de calcul des pressions exercées par les vagues. La figure suivante permet de vérifier si le coefficient de sécurité global calculé par la méthode de Goda est compatible ou non avec le comportement (ruine ou résistance) d'ouvrages dans des conditions de tempêtes données (caractérisées ici par le rapport  $d/H_{1/3}$ ,  $d$  étant la profondeur de l'eau et  $H_{1/3}$  la hauteur significative de la houle). Cette hauteur est obtenue en classant les vagues observées par hauteur décroissante, en retenant les vagues appartenant au premier tiers de cet ensemble, et en faisant la moyenne de leur hauteur (Goda, 2000).

Notons qu'il est aussi intéressant pour Goda de connaître les ouvrages qui ont résisté à une tempête de caractéristiques données que de connaître ceux qui ont cédé. Les deux types de données permettent ensemble de vérifier le bien-fondé du coefficient de sécurité calculé.

Ces données sont une réinterprétation de données plus anciennes que l'on trouve dans le document de Goda (1974), avec un calcul affiné de la force due à la houle et avec un résultat très amélioré pour ce qui est de séparer grâce au critère du coefficient de sécurité plus petit ou plus grand que 1,0 les cas d'accidents des cas où la digue a résisté.



**Figure II-16 Vérification de la formule de Goda d'après des données de tempêtes (Goda, 2000)**

#### II.4.5 Données étudiées par Nagai et Kurata (1974)

Ces auteurs ont suivi la même méthode que les auteurs précédents. Ils ont dérivé une formule de la pression des vagues à partir d'expériences de laboratoire. Dans leur article de 1974, ils confrontent leur formule à des données de glissement de digues verticales. Le nombre de cas traités se réduit à quatre mais ils sont beaucoup plus détaillés que dans les documents de Goda (1974, 2000).

Port	Date	Ampleur du glissement
Kada	1959	4 à 30 cm (plus tassement de 4 à 13 cm)
Himeji	1964	1 m (seule la partie dont la construction n'était pas achevée s'est déplacée)
Kashima	1970	0,24 m à 1,81 m
Hachinohe	1971	jusqu'à 6 m

**Tableau II-3 Données d'accidents (Nagai et Kurata, 1974)**

#### **II.4.6 Conclusion sur l'étude des accidents**

L'examen des données d'accidents recueillies montre que la ruine par glissement est un des modes de rupture d'ouvrages poids les plus fréquents. C'est notamment le cas pour les digues verticales lors de tempêtes et pour les quais-poids lors de séisme. L'étude effectuée par le groupe de travail n°28 de l'AIPCN (PIANC, 2001), portant sur 26 cas différents en Asie et en Europe, confirme l'idée que la ruine par glissement des caissons est la cause plus commune de dégâts pour les digues verticales.

Ces ruines par glissement peuvent avoir des causes différentes : on a vu la prévalence de tempêtes pour le cas des digues et l'importance de la liquéfaction des remblais sous l'effet des séismes dans le cas des quais.

Cet examen confirme donc l'importance de la vérification de la condition de glissement pour ces ouvrages ainsi que l'intérêt d'approfondir les études sur ce sujet en particulier lors de la conception de tels ouvrages.

#### **II.5 Données sur la probabilité de ruine des digues**

##### *II.5.1.1 Étude de Lamberti et Martinelli (1999)*

Cette étude porte sur une évaluation de la fiabilité de la digue principale de Genoa Voltri.

Dans ce cas particulier la probabilité globale de rupture (comprenant les différents modes de rupture) a été estimée à environ 10 à 15% sur 50 ans. La rupture par glissement n'est pas le mode prédominant, ce qui est peut-être dû à certaines particularités du soubassement de l'ouvrage ; la probabilité de rupture par glissement est de l'ordre de 2% sur 50 ans.

##### *II.5.1.2 Étude de Voortman et Vrijling (1999)*

Cette étude sur un cas fictif montre notamment l'importante variation de la probabilité de ruine selon le modèle choisi (Goda, une méthode développée par Vrijling) pour transformer la houle au large en vague au pied de la digue.

En ce qui concerne la méthode de Goda pour obtenir les hauteurs significatives locales à partir des données en eau profonde, nous renvoyons le lecteur à Goda (1985).

II.5.1.3 Étude de Sørensen et Burcharth (1999)

Cette étude porte sur trois ouvrages réels : Mutsu-Ogawara, Niigata Est et Niigata Ouest. Toutefois, l'étude a été menée sans disposer d'informations détaillées sur les conditions de houle et de sol.

Selon l'approche de ces auteurs, la probabilité de ruine est différente selon que l'on a réalisé ou non des essais sur modèles (voir le paragraphe III.5.4).

Dans le cas de Mutsu-Ogawara, on trouve ainsi sans essais une probabilité de ruine totale (***prise comme la plus forte des probabilités de ruine selon tous les modes individuels de ruine***) de 3,6% pour 50 ans avec une contribution importante du glissement (la moitié environ) ; avec essais la probabilité de ruine est environ 10 à 16 fois plus faible.

Dans le cas de Niigata Ouest, on trouve des probabilités de ruine beaucoup plus importantes avec une faible différence entre les cas avec essais sur modèles et les cas sans essais sur modèles. Selon les diverses hypothèses, la probabilité s'étale entre 12% et 27%, la probabilité de glissement pouvant être importante dans le cas sans essais sur modèle (jusqu'à plus de 60% de la probabilité maximale).

Dans le cas de Niigata Est, les résultats sont très comparables. A noter que dans l'un des cas, le glissement est le mode de rupture le plus probable : 10 % pour le cas fondé sur du sable avec essais sur modèle.

Enfin, les résultats cités précédemment ont été obtenus sans charges d'impact de houle (déferlement). Celles-ci sont évaluées à un niveau assez élevé dans le projet PROVERBS<sup>2</sup> Dans ce cas, les probabilités de ruine estimées sont très élevées passant par exemple pour un sous-sol en sable drainé de 0,2-6% à 25-29%, voire à plus de 80% sur un sous-sol argileux. Les auteurs indiquent que ces probabilités sont trop élevées et que soit la digue doit être conçue de telle sorte que ce type d'impact ne se produise pas soit la modélisation des charges d'impact doit être réévaluée<sup>3</sup>.

---

<sup>2</sup> Ce programme a donné lieu à d'importants rapports : voir notamment (PROVERBSa, b, d, 1999).

<sup>3</sup> On pourrait notamment se poser la question de la longueur de digue susceptible d'être soumise à un instant donné à un chargement d'impact.

## **II.6 Conclusion sur la conception des ouvrages poids**

On assiste aujourd'hui à un renouveau des ouvrages poids pour les digues avec l'utilisation de caissons. Pour les quais également, l'utilisation de caissons connaît un développement certain.

Le calcul de ces ouvrages est classiquement basé sur la vérification de la sécurité vis à vis de trois modes de rupture externes : le glissement, le renversement et le poinçonnement du sol de fondation. Il faut de plus vérifier la stabilité interne et la stabilité globale. Le consensus relatif à ces principes de justification est attaqué au moins en ce qui concerne la vérification au renversement. La vérification au glissement reste, elle, dans un domaine relativement consensuel.

L'analyse des accidents montre que le glissement est l'un des modes principaux de ruine. Ainsi, dans l'étude de Werner et al. (1998), on trouve 16 cas sur 21 où le glissement est le mode de ruine ou l'un des modes et dans l'étude de Oumeraci (1994), le glissement intervient dans 8 cas sur 17. L'analyse des accidents conforte donc le bien fondé du principe de la vérification au glissement, ainsi que la nécessité de procéder à toutes les études nécessaires pour une vérification soigneuse de cette condition.

Cette analyse est corroborée par les études théoriques sur les probabilités de ruine selon les différents modes possibles, qui montre que la probabilité de ruine par glissement peut atteindre ou dépasser la moitié de la probabilité totale de ruine (Sørensen et Burcharth, 1999).

Il faut signaler toutefois les critiques de Sekiguchi et Kobayashi (1994) concernant la prise en compte séparée de la force et du moment des actions extérieures. La démarche alternative de la limitation probabiliste du glissement sera traitée au chapitre VIII.4.

Nous allons maintenant aborder dans le chapitre III, l'élément central de la vérification au glissement : la condition de frottement à l'interface sol de fondation/structure.



### III Condition sur le frottement

#### III.1 Introduction

Nous allons nous intéresser dans ce chapitre à la valeur du coefficient de frottement à prendre en compte dans la condition de glissement.

Après avoir brièvement rappelé en quoi consiste la vérification au glissement, nous aborderons les résultats d'essais en privilégiant les expériences effectuées à grande échelle (grandes dimensions géométriques). Ces expérimentations permettent de déterminer la valeur du coefficient de frottement et de donner aussi une idée de sa variabilité.

Nous étudierons ensuite les règles proposées en matière de prise en compte de ce frottement dans la condition de glissement. Nous examinerons successivement les avis d'auteurs de manuel ou d'articles puis la position de divers règlements. Pour ce type d'informations, il sera nécessaire de considérer simultanément la valeur recommandée pour le coefficient de frottement et le coefficient de sécurité sur la condition de glissement.

Dans ce chapitre, nous concentrerons notre attention principalement sur le cas où l'ouvrage poids repose sur un soubassement en matériau granulaire ou sur un sol de fondation granulaire ou rocheux. C'est le cas de loin le plus intéressant dans la pratique pour les ouvrages que nous étudions. Toutefois, nous donnerons aussi quelques éléments sur le cas d'ouvrages poids reposant sur un sol de fondation en matériau cohérent, cas moins fréquemment abordé dans les expériences.

#### III.2 Rappels sur le frottement

La modélisation théorique la plus couramment utilisée est le modèle de Coulomb.

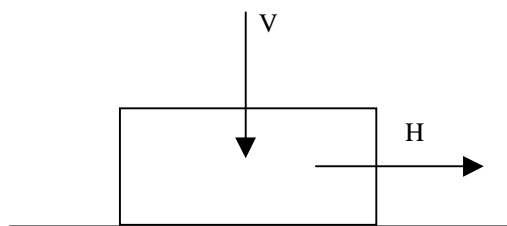


Figure III-1 Définition du coefficient de frottement

On désigne par  $V$  la force normale et  $H$  la force tangentielle appliquée. Le principe de l'action et de la réaction, nous donne, en l'absence d'accélération du bloc, que cette force  $H$  est égale à la composante horizontale de la force qui s'exerce à l'interface sol/structure. Le coefficient de frottement  $f$  statique est défini comme la valeur maximale que peut atteindre le rapport  $H/V$  sans que le bloc ne se déplace. Le coefficient  $f$  est réputé constant pour deux matériaux donnés.

La stabilité d'une structure nécessite que soit vérifiée la condition suivante :

$$H \leq fV$$

Notons toutefois que les développements de la tribologie (voir par exemple Persson, 2000) amènent à compliquer beaucoup un tel schéma. Rappelons quand même ici la distinction classique entre coefficient de frottement statique et coefficient de frottement dynamique : le coefficient de frottement dynamique est défini comme le rapport  $H/V$  quand le déplacement a lieu. Le coefficient de frottement dynamique est souvent inférieur au coefficient de frottement statique, sans qu'il s'agisse d'une règle absolue (Ludema, 1996).

### ***III.3 Expériences de frottement sol/béton***

La vérification de la condition de glissement passe par le choix d'un coefficient de frottement approprié.

Nous allons d'abord examiner les expérimentations à grande échelle. Celles-ci ont été motivées, en général, par la réalisation d'un projet particulier et leurs résultats (en terme de coefficient de frottement notamment) dépendent des conditions particulières du projet pour lesquelles elles ont été menées.

#### **III.3.1 Essais réalisés pour la construction de quais au port de Constantza (Roumanie) (Ciortan, 1994)**

L'auteur justifie la réalisation des tests par l'insuffisance des données disponibles dans la littérature : les indications sur les coefficients de frottement varient dans de larges limites allant jusqu'à 40% ; les différentes expérimentations ont été réalisées à des échelles réduites, sans préciser exactement la nature du contact entre les surfaces.

L'une des solutions adoptées est un mur constitué de blocs de béton de 100 t superposés sur 6 niveaux, pour atteindre une hauteur de 17 m. Pour la réalisation de ce mur, on a effectué des tests de frottement béton/béton et béton/pierre concassée (*crushed stones*).

##### ***III.3.1.1 Conditions des essais***

Les essais présentés ont été réalisés en grandeur réelle avec des blocs de béton. La surface de contact était maintenue sous l'eau pendant l'ensemble des tests.

Les essais ont été réalisés avec plusieurs mélanges granulométriques pour le sol de fondation. Mais sur ce sujet, la seule information qui nous est donnée est que la granulométrie la plus défavorable est celle qui est la plus resserrée.

III.3.1.2 Conclusion quant au coefficient de frottement et à l'influence de l'effort normal

L'auteur en arrive à la conclusion suivante :

Chargement normal moyen	14 kPa <sup>4</sup>	29,4 kPa	> 98 kPa
Coefficient de frottement	0,45	0,55	0,63

**Tableau III-1 Coefficient de frottement en fonction de la contrainte normale moyenne**

L'effet de l'augmentation de la contrainte normale moyenne (contrainte verticale) est une augmentation nette du coefficient de frottement (à l'opposé de ce qui est constaté dans le même article dans le cas du frottement béton/béton).

L'examen des courbes jointes à l'article de Ciortan (malheureusement peu lisibles) montre que le coefficient de frottement dépend notamment du rapport de la contrainte normale maximale et de la contrainte normale minimale. Il varie entre le premier chargement, le deuxième et le troisième. L'écart entre les deux courbes extrêmes peut être estimé entre 0,04 et 0,06.

L'auteur constate également qu'une répartition inégale de l'effort normal se traduit par une augmentation du coefficient de frottement<sup>5</sup>.

III.3.1.3 Conclusion quant à l'influence du matériau granulaire

Outre l'effet défavorable sur la valeur du coefficient de frottement d'une granulométrie très resserrée, l'auteur note l'influence de la compacité. Au deuxième et au troisième passage du bloc, si le lit de pierre n'a pas été réarrangé, on constate une augmentation de la valeur du coefficient de frottement.

<sup>4</sup> Valeur non disponible dans (Ciortan, 1994), qui a été recalculée.

<sup>5</sup> Un tel phénomène irait dans le sens de la sécurité vis-à-vis de la condition de glissement des ouvrages. Cela paraîtrait logique dans la mesure où le produit  $f(\sigma) \times \sigma$  serait (au vu des résultats expérimentaux) une fonction convexe. Il semble que les résultats expérimentaux de l'auteur aillent dans ce sens :  $f(\sigma) \times \sigma$  serait bien une fonction convexe (mais très plate) de  $\sigma$  (contrainte normale à l'interface), pour l'étendue de variation de  $\sigma$  moyen testé. Dans un tel cas, le coefficient de frottement apparent est supérieur au coefficient de frottement correspondant à la valeur moyenne de la contrainte normale. Mais, on voit par ailleurs beaucoup de résultats d'autres auteurs allant en sens opposé (diminution de l'angle de frottement avec la contrainte moyenne).

### **III.3.2 Essais réalisés pour le port Botany près de Sydney (Australie) (Moss-Moriss et Hodge, 1981)**

Il s'agissait de construire 2,2 km de murs de quai pour un terminal à conteneurs à Botany Bay, près de Sydney en Australie. Le projet est basé sur l'utilisation de 368 contreforts monolithiques en béton larges de 6 m, hauts de 18,65 m et profonds de 15 m.

#### *III.3.2.1 Conditions des essais*

De nombreux essais ont été réalisés avec des blocs de béton de 100 t reposant sur de la pierre concassée. Ces pierres concassées étaient faites de roches éruptives ; leur taille allait de 20 à 80 mm ; elles n'étaient pas compactées. On a retenu pour les calculs un angle de frottement de 40° pour ces pierres. Les essais ont eu lieu avec l'interface béton/pierres sous l'eau. La contrainte normale moyenne n'est malheureusement pas spécifiée.

#### *III.3.2.2 Résultats des essais*

Il a été déterminé que le coefficient de frottement valait approximativement 0,72 mais pour tenir compte de certaines variations, on a pris pour les calculs 0,70.

Coefficient de frottement mesuré	0,72
Coefficient de frottement retenu pour le calcul	0,70

On note que les valeurs mesurées ici sont élevées. L'explication est peut-être à chercher du côté de la qualité du soubassement réalisé en pierres concassées issues d'une roche éruptive avec une granulométrie adaptée.

### **III.3.3 Essais pour les ponts du Grand Belt (Bjerregaard Hansen et al., 1991)**

#### *III.3.3.1 Objectifs des essais*

Les semelles des piles des ponts du lien du Grand Belt entre les îles danoises de Fionie et de Sjælland sont soumises à un risque d'efforts latéraux importants dus à des chocs avec des navires ou des blocs de glace. De plus, au moment de la conception de l'ouvrage, on craignait les conséquences d'un certain remaniement superficiel du sol lors de la réalisation des travaux. Ce remaniement n'aurait pas d'importance pour la résistance aux charges verticales qui dépend plutôt de la résistance du sol plusieurs mètres en dessous de la fondation. Il n'en est pas de même pour la résistance au glissement qui dépend de la résistance du sol juste en dessous de la semelle.

Ces raisons ont poussé à réaliser des essais à grande échelle.

Le sol est constitué d'une argile morainique dont les caractéristiques pour la couche superficielle sont indiquées ci-dessous.

$\gamma_s$ (poids volumique des particules solides)	26,5 – 27,2 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ (poids volumique du sol en place)	21 - 23,0 kN/m <sup>3</sup>
e (indice des vides)	0,29 – 0,44
w (teneur massique en eau)	11 – 15 %
w <sub>l</sub> (limite de liquidité)	15 – 21 %
w <sub>p</sub> (limite de plasticité)	10 – 12 %
I <sub>p</sub> (indice de plasticité)	4 – 6 %
teneur en CaCO <sub>3</sub>	13 – 26 %
teneur en argile	10 – 20 %

**Tableau III-2 Caractéristiques de la couche superficielle de l'argile morainique du Grand Belt**

### III.3.3.2 Conditions des essais

Les blocs d'essai avaient 1 m sur 2 m de section. La force verticale était imposée par des ancrages. La force horizontale était appliquée par des vérins hydrauliques sur le côté de 1 m de long (dans le sens de la plus grande longueur). Les blocs d'essais reposaient sur 5 cm de sable placés eux-mêmes sur le terrain naturel. Le sable devait permettre d'atteindre des conditions de drainage comparables à celles des fondations de l'ouvrage réel.

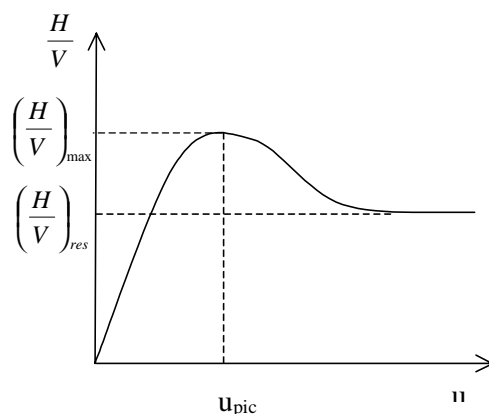
Des piézomètres étaient installés à l'interface sable/argile ainsi qu'à 0,50 et 1,00 m de profondeur dans l'argile. Des indicateurs de mouvement (cire colorée) étaient installés. On mesurait la force horizontale, la force verticale et les déplacements du bloc.

La vitesse de déplacement était de 25 mm/s.

La force verticale appliquée allait d'environ 500 kN à 1000 kN, soit une contrainte verticale d'environ 250 kPa à 500 kPa.

### III.3.3.3 Résultats des essais en terme d'effort horizontal et de déplacement du bloc

Les résultats d'essais ont l'allure générale suivante :



**Figure III-2** Variation du rapport H/V en fonction du déplacement u

Sur ce type de courbe, on peut définir le déplacement au pic de résistance  $u_{\text{pic}}$ , et les valeurs maximale et résiduelle du rapport H/V.

Le tableau ci-après présente les principaux résultats des essais.

Condition de sol (argile morainique)	Force verticale V (kN)	$\left(\frac{H}{V}\right)_{\max}$	$\left(\frac{H}{V}\right)_{\text{résiduel}}$	Déplacement au pic (mm)
Sol intact	526	0,54	0,27	16
	691	0,53	0,47	29
	808	0,52	0,47	47
Sol remanié ( <i>disturbed</i> )	493	0,41	0,35	54
	723	0,39	0,33	50
	986	0,43	0,36	50
Sol reconstitué ( <i>remoulded</i> )	500	0,38	0,27	30
	686	0,37	0,34	27
	1030	0,40	0,32	30

**Tableau III-3** Synthèse des résultats des essais de Bjerregaard Hansen et al. (1991)

On note la valeur très faible de  $(H/V)_{\text{res}}$  pour le premier essai du tableau. Ceci est probablement dû à un chargement préalable à ce premier essai. Si on écarte ce résultat, on trouve que le coefficient de frottement résiduel vaut de 70 à 90% du coefficient de frottement maximal.

Ces résultats mettent en évidence que dans la gamme des contraintes verticales considérées,  $(H/V)_{\max}$  est indépendant de la valeur de la force verticale. C'est un résultat différent de celui de Ciortan (1994) indiqué au paragraphe III.3.1.

On voit ici que l'influence de l'état de l'argile n'est pas négligeable : il y a une variation sensible entre le sol intact, le sol remanié et le sol reconstitué.

La valeur maximale est atteinte pour un déplacement au pic dont la valeur moyenne est de 30 mm pour le sol intact ou reconstitué.

III.3.3.4 Information sur les déformations

Les résultats font ressortir une forte hétérogénéité des déformations.

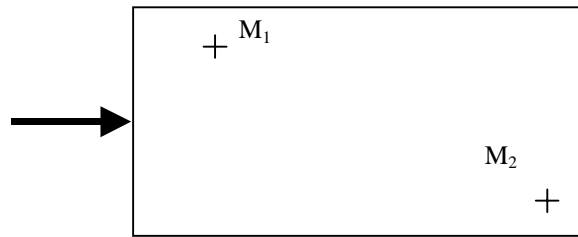


Figure III-3 Localisation des points de mesure des déformations

Les auteurs donnent des détails en ce qui concerne le premier essai du tableau précédent (sol intact). Au point M<sub>1</sub>, la déformation est presque entièrement concentrée à l'interface sable/argile. Au point M<sub>2</sub>, la déformation est davantage répartie dans le sable et dans l'argile. La lecture d'une courbe relative à ce premier essai du tableau, montre que pour un déplacement total d'environ 220 mm, environ 50 mm sont dus à la déformation dans l'argile, environ 40 mm sont dus à la déformation du sable, le reste étant localisé à l'interface sable/argile.

En ce qui concerne les essais avec du sol (argile) remanié ou reconstitué, on observe une surface de rupture à peu près plane, passant à la base de couche de sable à l'arrière et à la base de la couche remaniée à l'avant.

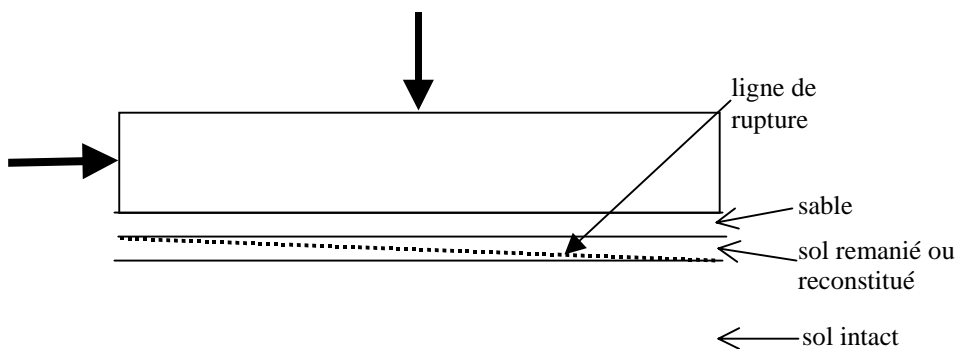


Figure III-4 Mode de rupture dans le cas d'un sol remanié ou reconstitué

### **III.3.4 Essais réalisés pour le prolongement de la jetée ouest du port de Dieppe (LRPC, 1990 a et b)**

Des essais ont été réalisés à l'occasion du prolongement de la jetée ouest du port de Dieppe, à l'aide d'un bloc de béton de 3,33 t, de largeur 0,915 m, de longueur 2,513 m et de 0,58 m de hauteur. Ce bloc pouvait être chargé de poids supplémentaires.

Les résultats sur la comparaison entre sous-face ondulée et sous-face lisse seront discutés plus en détail au paragraphe IV.4.3. Notons dès maintenant que les angles de frottement mesurés sont assez faibles, typiquement une trentaine de degrés pour des valeurs de la contrainte normale moyenne pertinente pour l'ouvrage réel<sup>6</sup>, voire nettement moins (22°).

D'autre part, cette étude a permis de constater que l'angle de frottement diminue nettement avec la contrainte normale moyenne, pour les conditions étudiées.

### **III.3.5 Essais réalisés au Centre d'Expérimentation Routière du MELTT (Khay et Vincelas, 1998)**

Ces essais ont été réalisés à la demande du CETMEF par le Centre d'Expérimentation Routière du Centre d'Études Techniques de l'Équipement Normandie-Centre, au Grand Quevilly, près de Rouen.

#### *III.3.5.1 Conditions des essais*

Les essais mettent en jeu une grave de mer 0/100 mm alluvionnaire et un bloc rigide de béton armé (dimensions : 1,50 m × 1,50 m × 0,50 m) pesant 3194 daN (avec une plate-forme métallique), ce qui conduit à des contraintes normales moyennes comprises entre 58,6 kPa et 125 kPa. On a réalisé 10 essais avec une vitesse de déplacement de 1 mm/mn.

*On note qu'il s'agit ici davantage d'essais de laboratoire que dans les deux premiers cas (paragraphe III.3.1 et III.3.2) ; la taille des blocs utilisés est nettement plus petite. Les essais ont eu lieu à sec.*

#### *III.3.5.2 Conclusion quant au coefficient de frottement*

Deux essais à 58,6 kPa ont donné H/V égal à 0,53 et à 0,58, soit un écart d'environ 10% entre les deux mesures. L'essai à 125 kPa a donné 0,57. L'essai rapide (100 mm/mn) a conduit à 0,65.

Les autres essais effectués avec un excentrement horizontal de la force appliquée et de l'effort normal sont beaucoup plus difficilement interprétables pour donner un coefficient de frottement H/V.

---

<sup>6</sup> Dans ce projet, le taux de travail de la fondation varie entre 0 et 20 t/m<sup>2</sup>.



*Il y a en fait une composante de rotation non négligeable dans le mouvement du bloc. Ceci explique très probablement la chute importante constatée du rapport H/V quand les divers excentrements s'accroissent. En revanche, on peut regretter qu'il n'y ait pas d'expérience mettant en jeu le seul excentrement de V.*

### III.3.5.3 Conclusion quant à l'influence de l'effort normal V

En ce qui concerne l'effet de l'accroissement de la charge normale, le tableau ci-dessous présente les expériences permettant une comparaison (variation du seul paramètre de contrainte normale moyenne) :

Chargement normal moyen	58,6 kPa	125 kPa
Sans excentrement	0,53 ; 0,58	0,57
Excentrement de la force horizontale (L/6)	0,40	0,48
Excentrement de la force horizontale (L/3)	0,36	0,40

**Tableau III-4 Influence de l'effort normal V et de l'excentrement de H**

Il semble qu'il y ait une certaine augmentation de H/V avec la contrainte normale, mais du même ordre que la variabilité des mesures telle qu'elle peut apparaître dans l'unique essai de répétabilité. Il n'est donc pas possible de conclure définitivement sur ce sujet à partir de ces expérimentations.

### III.3.6 Essais sur site de caissons cylindriques (Tanimoto et al., 1992)

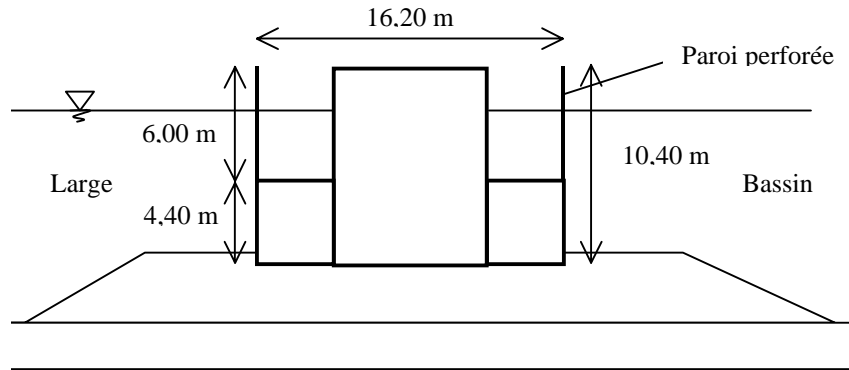


Figure III-5 Coupe du caisson cylindrique à paroi double

Ce caisson cylindrique a été développé au Japon. Après des études en laboratoire ayant permis d'en vérifier la stabilité et le faible coefficient de réflexion, il a été décidé de réaliser des essais sur le site. A cet effet, des caissons prototypes ont été construits et installés au port de Sakai. Trois caissons ont été installés, deux ont été dimensionnés pour la houle de période de retour 50 ans, le troisième pour la houle de période de retour 1 an. Ce dernier a glissé au cours d'une tempête le 17 février 1991.

Dans une telle expérience, il s'agissait de connaître les pressions verticales et horizontales dues à la houle, lors du glissement. Des capteurs de pression (34) avaient été installés pour permettre d'évaluer ces efforts. Des capteurs de déplacements avaient aussi été installés.

A la différence des essais précédents il n'y a pas de mesure directe du coefficient de frottement comme rapport d'une force vertical et horizontale. En effet, il faut d'abord évaluer, au moment du glissement, les forces de houle verticale et horizontale à partir des mesures de pression.

C'est ainsi qu'on déduit de la première vague qui a entraîné un déplacement (de 1,06 m !), qu'il faut retenir l'hypothèse  $f=0,55$  plutôt que  $f=0,60$ , valeur qui est retenue classiquement au Japon.

### III.3.7 Résultats expérimentaux japonais collectés dans le document PIANC (1995)

Ces résultats figurent dans le rapport d'un sous-groupe de travail de l'AIPCN<sup>7</sup> (PIANC, 1995). Il ne figure aucune indication sur l'échelle de l'expérimentation mais compte tenu des dimensions des grains, il ne peut pas s'agir d'expérience à petite échelle.

Nous donnons ici une traduction du tableau tel qu'il figure dans le document de l'AIPCN.

Nature du matériau du soubassement	Coefficient de frottement	Valeur moyenne du coefficient de frottement	Dimension des granulats	Condition de surface du soubassement
Cailloux concassés	0,460-0,801		30 mm	surface lissée <sup>(3)</sup>
Cailloux <sup>(1)</sup>	0,564-0,679	0,624	120 mm	surface non lissée <sup>(4)</sup>
Cailloux <sup>(1)</sup>	0,450-0,690		50 kg	surface égalisée avec des cailloux plus petits
Cailloux concassés	0,770-0,890	0,820	30-80 mm	surface lissée <sup>(3)</sup>
Galets <sup>(2)</sup>	0,690-0,750	0,700	30-50 mm	surface non lissée <sup>(4)</sup>
Cailloux concassés	0,607-0,790	0,725	20-30 mm	surface non lissée <sup>(4)</sup>
Cailloux concassés	0,486-0,591	0,540	10-50 mm	surface non lissée <sup>(4)</sup>
Cailloux concassés	0,410-0,560		13-30 mm	surface non uniforme

(1) « rubble stones » ; (2) « cobble stones » ; (3) « screeded surface » ; (4) « not screeded ».

**Tableau III-5 Divers résultats expérimentaux japonais obtenus avec du béton préfabriqué (PIANC, 1995)**

On constate, là encore, une forte dispersion des valeurs de frottement mesurées.

### III.3.8 Expériences de laboratoire

#### III.3.8.1 Les études d'interface sol/béton au laboratoire

Nous allons donner quelques éléments sur les expériences de laboratoire susceptibles d'éclairer la question du coefficient de frottement à prendre en compte dans les ouvrages poids.

Les appareils de laboratoire utilisés pour étudier le comportement de l'interface entre un sol et un élément de structure sont nombreux : divers types de boîtes de cisaillement, appareils d'arrachement, etc. Nous n'irons pas plus loin sur ce sujet et nous renvoyons à la bibliographie établie par Lerat (1996).

<sup>7</sup> Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation.

Enfin, il faut signaler que les études expérimentales ont bien plus souvent porté sur l'interface sol/acier que sol/béton, probablement en grande partie pour des raisons de commodité. Les études de l'interface sol/géotextiles ou géomembranes sont également nombreuses et justifiées par l'utilisation de matériaux de renforcement spécifiques. Les études sur l'interface sol/acier ont fait l'objet d'une littérature abondante<sup>8</sup> ; nous nous limiterons ici à l'étude de l'interface sol/béton.

### III.3.8.2 Les expériences pionnières de Potyondi (1961)

Les essais ont été réalisés avec des boîtes de cisaillement de deux types : 6 cm × 6 cm et 8,94 cm × 8,94 cm. Pour les essais d'interface, c'est surtout la plus grande des deux boîtes qui a été utilisée en mettant le sol dans la partie supérieure et le matériau de construction dans la partie inférieure.

Nous allons donner certains des résultats de Potyondi (1961).

Pression normale	47,9 kPa		143,7 kPa	
Béton rugueux avec échantillon sec	44° 00'	0,97	42° 30'	0,92
Béton lisse avec échantillon sec	39° 30'	0,82	38° 30'	0,80
Béton lisse avec échantillon saturé	34° 40'	0,69	33° 20'	0,66

**Tableau III-6 Valeurs de l'angle de frottement et du coefficient de frottement<sup>9</sup> entre du béton et un sable dense (Potyondi, 1961)**

L'angle de frottement interne du sable était d'environ 44°.

On voit l'importance de l'état de surface. **On note également le changement apporté par la présence d'eau qui ici diminue nettement la force de frottement, phénomène peu étudié.** Les résultats parallèles obtenus également par Potyondi (1961) avec de l'acier montrent dans ce cas des valeurs inférieures du frottement par rapport au cas du béton, avec une différence très faible entre l'échantillon sec et l'échantillon saturé.

<sup>8</sup> De très nombreux essais ont été effectués, utilisant divers types d'appareils : boîte de cisaillement simple modifiée (voir par exemple Uesugi Kishida et Tsubakihaka, 1988), boîte de cisaillement direct modifiée (voir par exemple Potyondi, 1961), essais d'arrachement (voir par exemple Coyle et Sulaiman, 1967), boîte de cisaillement annulaire (voir par exemple Tika, 1999), boîte de cisaillement simple annulaire (voir par exemple Yoshimi et Kishida, 1982), appareil de cisaillement simple annulaire (ACSA) (Lerat, 1996). On pourrait compléter cet inventaire selon le type de conditions aux limites (volume constant, pression constante, rigidité constante), selon le type de contrôle exercé (en déplacement ou en force), selon qu'il s'agit d'essais cycliques ou non ...

<sup>9</sup> le coefficient de frottement est égal à la tangente de l'angle de frottement ; les données de Potyondi portent sur la valeur de l'angle de frottement.

Notons également que l'augmentation de l'effort normal se traduit ici plutôt par une très légère diminution du coefficient de frottement, ce qui est en contradiction avec les résultats de Ciortan (1994) évoqués précédemment.

### III.3.8.3 Expériences de Brumund et Leonards (1973)

Brumund et Leonards (1973) ont développé un appareil spécial permettant d'étudier le frottement entre le sable et un matériau de construction. L'échantillon de sable est cylindrique contenu dans une membrane en caoutchouc. Il est traversé par un cylindre en acier, en mortier ou en d'autres matériaux. L'appareil permettait de procéder à des mesures « statiques » et des mesures dynamiques en appliquant la force en 1 à 2 ms.

Nous allons nous limiter aux résultats des essais statiques. Deux types de sables ont été utilisés : le sable A est un sable éolien qui passe à travers le tamis de 20 au standard US<sup>10</sup> et qui est retenu dans le tamis de 30, le sable B est un sable de quartz écrasé plus fin (70% passe à travers le tamis de 60 et est retenu par le tamis de 80. La densité relative était de 90%. Les essais ont été réalisés avec du sable sec.

	Sable A ( $\varphi'=40^\circ$ )		Sable B ( $\varphi'=48^\circ$ )	
	Nombre d'essais	Valeur moyenne du coefficient de frottement	Nombre d'essais	Valeur moyenne du coefficient de frottement
Mortier lisse	34	0,60	3	1,05
Mortier rugueux	32	0,76	4	1,11

**Tableau III-7 Valeurs des coefficients de frottement moyen pour les expériences avec du mortier de Brumund et Leonards (1973)**

### III.3.8.4 Travaux de Kulhawy et Peterson (1979)

Ces auteurs ont effectué une étude bibliographique sur l'interface sol/béton ainsi que leurs propres expériences.

Ils ont relevé un seul auteur ayant effectué des essais avec un sol saturé : Clough lors de sa thèse. On peut se reporter à l'article ultérieur même s'il ne précise pas la condition saturée des essais (Clough et Duncan, 1971). L'angle de frottement à l'interface est de  $33^\circ$  pour un sable ayant un angle de frottement interne de  $40^\circ$ , soit un coefficient de frottement de 0,77. Les autres essais cités (outre Potyondy dont nous avons rendu compte plus haut) concernant le béton (et non le mortier) sont ceux d'une thèse réalisée par Clemence en 1973.

<sup>10</sup> La taille de la maille est : 0,850 mm pour le tamis n°20, 0,425 pour le n°40, 0,250 mm pour le n°60.

	Interface lisse		Interface rugueuse	
$D_R=65\%$	30,4°	0,59		
$D_R=75\%$	38,2°	0,79	42,9°	0,93

**Tableau III-8 Valeur de l'angle de frottement et du coefficient de frottement à l'interface sable de rivière/béton dans les expériences de Clemence citées par Kulhawy et Peterson (1979)**

Les essais de Kulhawy et Peterson ont été réalisés à la boîte de cisaillement direct. Les essais ont été réalisés avec un échantillon saturé. Ils ont utilisé des types d'interface différents, le béton étant préfabriqué (lisse, intermédiaire ou rugueux) ou coulé en place. Les différences ne sont pas négligeables surtout dans le cas où le sable est dense, l'interface préfabriquée lisse montre un angle nettement plus faible. Il est observé également que l'angle de frottement d'interface diminuait quand la densité du sol diminuait.

Au total, les valeurs de l'angle de frottement s'étalent d'environ 29° à 41° (soit des valeurs du coefficient de frottement allant de 0,55 à 0,87), toutes causes de variations confondues. Si l'on ne considère que les expériences avec interface lisse, l'angle de frottement va environ de 29° à 33,5° soit un coefficient de frottement de 0,55 à 0,66. Pour les autres types d'interface, l'angle de frottement va approximativement de 31,5° à 41° soit un coefficient de frottement compris entre 0,61 et 0,87.

#### III.3.8.5 Travaux de Acar et al. (1982)

Ces essais ont été également réalisés avec une boîte de cisaillement direct modifiée. L'intérêt de ces chercheurs s'est porté sur l'interface sable/bois, sable/acier et sable/béton, avec une étude des raideurs d'interface à introduire dans les codes d'éléments finis (rapport de l'incrément de cisaillement sur l'incrément de déplacement).

En ce qui concerne le coefficient de frottement, ils ont trouvé une dépendance hyperbolique du coefficient de frottement avec l'indice des vides. Ils trouvent également que le rapport  $\delta/\varphi$ , angle de frottement à l'interface/angle de frottement interne, peut être considéré comme constant.

Dans le cas de l'interface sol/béton, leurs propres expériences donnant une valeur de 0,9 pour ce rapport  $\delta/\varphi$ .

Ils trouvent également que l'effort normal n'a qu'une influence négligeable sur le rapport  $\delta/\varphi$ . En revanche, ils observent une diminution de la valeur absolue de ces angles avec l'augmentation de l'effort normal. Cette variation est à peu près linéaire avec le logarithme de l'effort normal.

Terminons en donnant quelques uns de leurs résultats sous forme de tableau, les données ayant été relevées sur des figures.

Densité relative $D_r$	Coefficient de frottement
0,15	0,80
0,33	0,72
0,56	0,68

**Tableau III-9 Valeur du coefficient de frottement en fonction de la densité relative, résultats d'Acar et al. (1982)**

### III.3.8.6 Travaux de Goh et Donald (1984)

Goh et Donald ont réalisé leurs travaux expérimentaux sur l'interface sol/béton à l'aide d'un appareil à cisaillement simple. L'échantillon de sol était cylindrique, le diamètre étant de l'ordre de 8 cm. La vitesse de déplacement en haut de l'échantillon (différente de la vitesse au niveau de l'interface) était de  $0,066 \text{ mm.mn}^{-1}$ . Les pressions normales appliquées allaient de 100 à 300 kPa.

Ils ont étudié l'interface sol/béton avec plusieurs sols (sable, sable argileux, argile sableuse) avec plusieurs types d'états de surface pour le béton.

Le rapport  $\delta/\phi$  entre l'angle de frottement d'interface et l'angle de frottement interne est trouvé à peu près constant dans le cas du sable (entre 0,76 et 0,81) et ne dépend presque pas du caractère lisse ou rugueux de la surface du béton (essais à sec). Il en va différemment dans le cas du sable argileux où ce même rapport est de l'ordre de 0,72 à 0,78 pour l'interface lisse et de 0,82 à 0,85 pour l'interface rugueuse (essais à sec).

Donnons les résultats en terme d'angle et de coefficient de frottement pour le cas du sable.

Pression normale	100 kPa		200 kPa		300 kPa	
Béton lisse	31,0°	0,60	30,8°	0,60	29,8°	0,57
Béton rugueux	31,7°	0,62	31,4°	0,61	30,7°	0,59

**Tableau III-10 Angle et coefficient de frottement avec du sable de Frankston sec (Goh et Donald, 1984)**

### III.3.8.7 Travaux récents

Bien que rares, on peut citer encore quelques travaux plus récents sur l'interface sol/béton. Il faut citer en particulier Yin et al. (1995) avec l'étude expérimentale de la déformation de l'interface sol/béton grâce à un dispositif d'observation visuelle.

Concernant des travaux théoriques, on peut citer Haraldsonn et Wriggers (2000) qui testent les lois de friction à partir de simulations micromécaniques. Ils proposent de retenir des alternatives à la loi de Coulomb.

#### *III.3.8.8 L'apport des expériences de laboratoire*

Les expériences de laboratoires permettent beaucoup plus aisément d'identifier le rôle des différents paramètres : on a vu ainsi l'effet de la nature et de la densité du sol, l'effet de la présence ou non d'eau, l'effet de la contrainte normale, l'effet de la nature et de l'état de surface du béton, etc.

Les valeurs mesurées du coefficient de frottement s'étendent pour du sable d'environ de 0,55 à environ 1,11 ce qui laisse une marge importante. Pour une interface « lisse », la fourchette est plus réduite, d'environ 0,55 à 0,82, si l'on exclut un matériau particulier (sable B de Brumund et Leonards). Pour l'interface rugueuse, en excluant aussi le sable B, on obtient une fourchette de 0,59 à 0,97.

#### **III.3.9 Influence de l'eau**

Peu de travaux expérimentaux concernent le frottement interne de milieux granulaires saturés comme rappelé dans Géminard et al. (1999).

Nous avons déjà vu toutefois les travaux fondateurs de Potyondi (1961) qui mettent en évidence une différence sensible de l'angle de frottement à l'interface selon que le sol est sec ou saturé, avec une influence défavorable de l'eau sur l'interface béton lisse/sable (diminution de l'angle de frottement de l'ordre de 5°). A l'inverse, Horn et Deere (1962) avaient mis en évidence un rôle antilubrifiant de l'eau entre deux surfaces de quartz polies pour le coefficient de frottement statique (avec des coefficients de frottement très faibles) à sec de 0,11 à 0,14 pour différentes variétés de quartz au lieu de 0,42 à 0,51 pour une expérience saturée.

Les expériences de Géminard et al. (2001) sur des billes de verre soumises à de faibles contraintes normales (ordre de grandeur 56 kPa) conduisent aussi à des coefficients de frottement nettement plus faible en présence d'eau, par exemple pour des billes de 103 µm le coefficient mesuré en condition saturée est d'environ 0,24 alors qu'à sec le coefficient variait d'environ 0,4 à 0,6 avec présence d'un phénomène de stick-slip (alternance de phases de glissement et blocage).

En conclusion, nous n'avons pu trouver qu'un nombre très réduit d'informations sur cette question de l'influence de l'eau sur la condition de frottement d'un matériau granulaire, mais les quelques éléments réunis suggèrent d'approfondir la question.

#### **III.3.10 Influence du matériau de soubassement**

Nous n'avons pas trouvé d'études spécifiques sur ce sujet de l'influence du matériau constitutif du soubassement (sous une digue).



Toutefois, il ressort notamment de l'expérience japonaise (PIANC, 1995) que l'utilisation de roches de faible résistance mécanique intrinsèque conduit à une valeur faible du coefficient de frottement.

### III.3.11 Conclusion sur les expérimentations

En se limitant à ces expériences à (relativement) grande échelle, en excluant les mesures faites avec une force horizontale appliquée de manière excentrée, en ne retenant que les mesures réalisées avec un soubassement en matériau granulaire (graves marines, pierres concassées), et ce en ne prenant pas en compte certains résultats obtenus pour le prolongement de la jetée ouest de Dieppe, on obtient malgré tout une fourchette ouverte pour le coefficient de frottement de 0,41 à 0,80, en incluant les divers résultats expérimentaux japonais (sauf un) sur lesquels, on n'a que peu d'informations. Si on se limite aux contraintes normales supérieures à 100 kPa, la fourchette se referme à peu près entre 0,55 à 0,72, en excluant les divers résultats expérimentaux japonais sur lesquels, on n'a que peu d'informations.

On note que cet intervalle pour le coefficient de frottement est nettement plus limité vers le haut (limite supérieure de 0,80 au lieu de 1,11) que pour les expériences de laboratoire menées avec des sables et des interfaces rugueuses (intervalle de 0,55 à 1,11, ramené de 0,55 à 0,97 en excluant les expériences de Brumund et Leonards, 1973). On peut peut-être expliquer cela par des effets d'échelle. En particulier, il est sûrement plus facile d'avoir une interface rugueuse en laboratoire que sur des expériences à grande échelle, la rugosité de l'interface devant être évaluée par rapport à la taille des grains. La fourchette du coefficient de frottement pour les expériences de laboratoire avec béton lisse est assez comparable avec celle obtenue pour les expériences à grande échelle. Si cette interprétation par des effets d'échelle liés à la rugosité était correcte, une voie d'amélioration à approfondir est la possibilité de construire des caissons réalisant avec leur soubassement une interface rugueuse.

Toutefois, les différences de résultats entre les expériences restent nombreuses. Les expériences de Potyondi (1961), de Goh et Donald (1984) et d'Acar et al. (1982) concluent que le coefficient de frottement diminue quand la pression normale (verticale) augmente. Bjerregaard Hansen et al. (1991) concluent que ce coefficient est indépendant de la pression normale appliquée. Alors qu'on a vu que les expériences de Ciortan (1994) donnaient un coefficient de frottement qui croît avec la force appliquée, sans qu'on puisse avancer une explication pour ces divergences.

Clairement, le nombre de paramètres susceptibles d'intervenir reste élevé. Il faut citer à cet égard la nature du sol de soubassement mais aussi son état. On a vu que dans les expériences de Ciortan, le coefficient de frottement augmentait avec le tassement d'un soubassement en matériau granulaire. Ceci est tout à fait cohérent avec les expériences de laboratoire. De même, on a noté dans les expériences de Bjerregaard Hansen la différence de comportement entre l'argile morainique intacte, remaniée et reconstituée.

Enfin, les quelques rares comparaisons de résultats à sec et en condition saturée suggèrent des travaux de recherche dans cette direction.

### III.4 Le point de vue des auteurs de manuels

#### III.4.1 Foundation Engineering (Hansbo, 1994)

La question du glissement y est traitée en deux lignes : la rupture par glissement peut intervenir si la composante horizontale des forces résultantes dépasse la force de frottement au niveau de l'interface entre le mur et le sol de fondation. Un exemple est donné où la force horizontale est calculée à l'aide de  $K_0$  et de la formule de Jaky.

#### III.4.2 Soil Mechanics in Engineering Practice (Terzaghi et Peck, 1967)

Les auteurs traitent des murs de soutènement et non du cas particulier des quais-poids.

##### III.4.2.1 Coefficient de sécurité

Les auteurs rappellent qu'il est généralement demandé un coefficient de sécurité (global) par rapport au glissement de 1,5 (c'est-à-dire que l'on demande  $H/V \leq 1,5 \times f$ ).

Valeur du coefficient de sécurité global <sup>11</sup>	1,5
--	-----

##### III.4.2.2 Valeur du coefficient de frottement

Les auteurs distinguent deux cas : ou le sol de fondation est de qualité suffisante pour couler la semelle de fondation directement dessus ou sa qualité est insuffisante.

Dans le premier cas, les auteurs préconisent les coefficients de frottement suivants :

	Valeur du coefficient de frottement mur/sol f
Sol à gros grains sans argile ou silt	0,55
Sol à gros grains avec argile ou silt	0,45

Dans le deuxième cas, si le mur repose sur de l'argile ou du silt, il faut remplacer les 10 premiers centimètres (4 pouces) de sol par 10 cm de sable anguleux ou d'un mélange de sable et de gravier bien compacté, juste avant de couler la semelle. On prend alors en compte le coefficient de frottement entre cette sous couche et le sol, estimé à 0,35.

---

<sup>11</sup> Ces coefficients de sécurité globaux, utilisés avant que ne soit développée la méthode semi-probabiliste et les coefficients partiels de sécurité, sont censés prendre en compte l'ensemble des incertitudes sur une vérification. Les forces qui s'exercent doivent ici être évaluées selon les méthodes recommandées par ces mêmes auteurs qui demandent notamment que le mur puisse se déplacer suffisamment, qu'il n'y ait pas de pression d'eau dans le remblai et que les caractéristiques du sol soient constantes.

	Valeur du coefficient de frottement $f$ à prendre en compte (après remplacement des 10 premiers cm par un matériau granulaire)
Argile ou silt	0,35

Toutefois, si la résistance au cisaillement non drainée  $C_u$  est inférieure à la résistance de frottement en un point quelconque de la surface, le glissement aura lieu dans le sol fin à quelque distance de la sous-couche. Ce phénomène réduit encore la force de frottement mobilisable. Il faut aussi tenir compte de la répartition de la pression normale sous la fondation comme le montre la figure suivante.

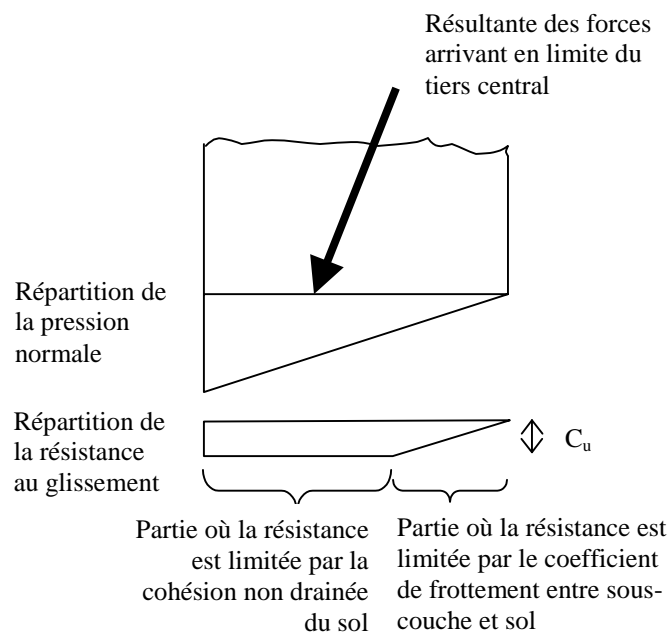


Figure III-6 Résistance au cisaillement dans le cas d'un sol fin

La résistance au cisaillement en un point de la semelle est la plus petite des valeurs  $f \times \sigma$  (le produit du coefficient de frottement  $f$  et de la contrainte normale locale  $\sigma$ ) et de la cohésion non drainée  $C_u$ .

### III.4.3 Recommandations de Cornick (1969)

Cet auteur donne des indications sommaires sur le frottement à prendre en compte.

Il suggère un coefficient de l'ordre de 0,70 pour le frottement d'un bloc (monolithe en maçonnerie ou en briques) sur une surface rocheuse ou en maçonnerie et un coefficient de 0,30 à 0,50 dans le cas d'une surface terreuse (*earthen surface*).

Il met en garde contre le rôle néfaste de pierres lisses et de galets plus ou moins sphériques qui peuvent faciliter le glissement d'un bloc posé dessus.

### III.4.4 Travaux maritimes (Chapon, 1982, 1984)

L'auteur traite séparément digues et ouvrages d'accostage. En ce qui concerne les ouvrages d'accostage (Chapon, 1982), il préconise une valeur de l'angle de frottement (d'où le coefficient de frottement en prenant la tangente) et une plage pour le coefficient de sécurité :

	Valeur de l'angle de frottement
Base rugueuse	$\varphi$
Base non rugueuse	$2/3 \varphi$
Valeur du coefficient de sécurité	1,75 à 2,00

où  $\varphi$  est l'angle de frottement du sol.

L'auteur s'intéresse aussi aux digues verticales (Chapon, 1984). En ce qui concerne la résistance au glissement horizontal, il écrit que la résultante des efforts appliqués à la digue doit être intérieure à l'angle de frottement entre la base de la digue et du soubassement en enrochement. Ceci est la simple traduction géométrique de la condition  $H/V \leq \tan \alpha$  avec  $\alpha$  l'angle de frottement entre la base de l'ouvrage et son soubassement.

Pratiquement, il demande que la résultante horizontale des forces extérieures n'excède pas la moitié de la résultante verticale des forces.

Valeur du coefficient de sécurité	2,00
-----------------------------------	------

### III.4.5 Ouvrages de soutènement – Mémento formulaire (Reimbert et Reimbert, 1990)

Cet ouvrage se présente comme bousculant les idées établies. Il est essentiellement consacré à la poussée des terres. Les auteurs présentent leurs recommandations comme résultant de leurs expériences et non de considérations théoriques comme les autres auteurs. Il semble que leurs expériences soient basées sur l'utilisation d'un rideau articulé à la base.

Ils proposent de retenir par sécurité comme angle de frottement du béton sur le sol l'angle de frottement minimum  $\varphi_0$  du sol d'assises. Cette notion d'angle de frottement minimum semble propre aux auteurs, il serait équivalent à l'angle de talus pour les matériaux pulvérulents sans cohésion. On peut aussi utiliser la relation :

$$\varphi_0 = \frac{\pi}{2} \tan \frac{\varphi}{2} \text{ (en exprimant les angles en radians)}$$

Valeur de l'angle de frottement	$\varphi_0$
Valeur du coefficient de sécurité	1,5

Il peut être intéressant de tracer la courbe  $\varphi_0$  en fonction de  $\varphi$  pour montrer l'écart que représente ce choix par rapport au choix habituel de  $\varphi$ . Par exemple, on peut noter que  $\varphi=30^\circ$  correspond à  $\varphi_0=24,1^\circ$ .

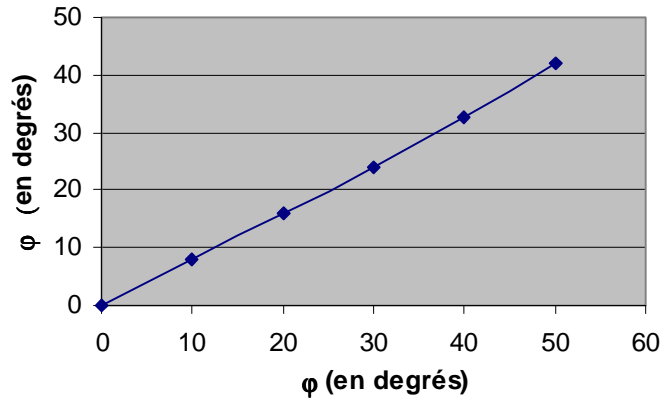


Figure III-7 Correspondance entre  $\varphi_0$  et  $\varphi$

On voit finalement que la valeur relativement faible du coefficient de sécurité est en partie compensée par le choix de l'angle  $\varphi_0$ . Le coefficient de frottement est obtenu à partir de  $\varphi_0$  en en prenant la tangente.

#### III.4.6 Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for the Installation of Petroleum Structures<sup>12</sup> (Le Tirant, 1979)

Cet ouvrage est dédié à un sujet qui peut paraître un peu marginal par rapport à nos applications portuaires. Un des chapitres traite des structures gravitaires : plates-formes et réservoirs de stockage ; ces structures s'opposent aux plates-formes sur pieux ou aux plates-formes ancrées. La profondeur et les conditions des travaux sont clairement différentes mais le problème de mécanique des sols est très analogue.

Parmi les modes de rupture à prendre en compte figure le glissement sur la base.

On s'intéresse au rapport :  $\frac{F_h}{F_{v\min}}$ . Pour de tels ouvrages, il faut tenir compte de la variation de la force verticale, et étudier ce qui se passe dans le cas le plus défavorable, c'est à dire quand cette force est minimale.

Le Tirant reprend les règles du D.N.V. (Det Norske Veritas, 1974) pour ce qui concerne les coefficients de sécurité et les résistances au cisaillement à l'interface. Les deux cas traités sont le sable et l'argile raide.

<sup>12</sup> Reconnaissance des fonds et mécanique des sols en mer pour l'implantation d'ouvrages pétroliers.

Cas du sable

Coefficient de frottement	$\tan\phi/1,2$
Coefficient de sécurité sur la force $F_h$	1,3

Cas de l'argile raide

Résistance au cisaillement	$C_u/1,4$
Coefficient de sécurité sur la force $F_h$	1,3

On note que dans le cas de l'argile raide, on ne fait plus appel à un coefficient de frottement.

### III.4.7 Offshore structural engineering (Dawson, 1983)

L'auteur écrit de manière synthétique la résistance au glissement  $\tau_u$  par unité de surface :

$$\tau_u = C + \frac{F_v}{A} \tan \phi$$

Dans le cas du sable ou de l'argile drainée, on prend  $C=0$ . Pour de l'argile non drainée, on prend  $\phi=0$  et  $C$  la cohésion non drainée  $C_u$ .  $A$  représente la surface de la semelle,  $F_v$  la force verticale s'appliquant sur la semelle. En écrivant la force horizontale  $F_h$ , la condition précédente peut encore s'écrire :

$$F_h \leq A \times C + F_v \tan \phi$$

Il fournit une gamme de valeurs pour le coefficient de sécurité :

Coefficient de sécurité	2,5 à 3,0
-------------------------	-----------

### III.4.8 Tableau proposé par les ingénieurs conseils Elman et Terry (1987)

Nous nous référons ici à un article (Elman et Terry, 1987). Dans le cas de murs cantilever, le glissement nécessite souvent une base plus large que la rotation. D'où l'importance de la friction à la base et des diverses méthodes pour l'améliorer.

Les auteurs proposent les valeurs suivantes pour le coefficient de frottement :

Type de sol	Coefficient de frottement f
Argile et silt (humide)	0,25
Argile et silt (sec)	0,30
Argile sableuse	0,30-0,35
Sable argileux	0,35-0,40
Sable	0,40-0,50
Gravier et gravier fin sans silt	0,50-0,55
Rocher (avec surface rugueuse)	0,60

**Tableau III-11 Coefficient de frottement en fonction du type de sol (Elman et Terry, 1988)**

Les auteurs ne proposent pas de valeur particulière de coefficient de sécurité à utiliser avec leur tableau.

### III.4.9 Valeurs recommandées par Goda (2000) et Takahashi

On se réfère ici à la deuxième édition du livre de Goda « Random seas and Design in Maritime Structures », publiée en 2000.

« Pour la conception de digues verticales au Japon, les coefficients de sécurité contre le glissement et le renversement ne doivent pas être inférieurs à 1,2. Le coefficient de frottement entre le béton et les pierres est pris en général égal à 0,60. »

Coefficient de frottement entre béton et soubassement de pierres ( <i>rubble</i> )	0,60
Coefficient de sécurité	1,2 au moins

L'épaisseur minimale de soubassement demandée au Japon est de 1,5 m.

Takahashi (1995) préconise la même valeur de 0,60 pour le coefficient de frottement et de 1,2 pour la valeur minimale du coefficient de sécurité.

Dans Takahashi (1997), on trouve le tableau suivant :

	Valeur du coefficient de frottement
Béton sur béton	0,50
Béton sur base de rocher	0,50
Béton sur cailloux ( <i>rubble stone</i> )	0,60
Cailloux sur cailloux ( <i>rubble stone</i> )	0,80

**Tableau III-12 Coefficients de frottement pour la conception des digues (Takahashi, 1997)**

#### III.4.10 Évaluation probabiliste de Takayama et Ikeda (1992)

Ces travaux sont notamment cités par Burcharth et Sørensen (1998, 1999). Malheureusement, en 1998, ils indiquent une loi de probabilité normale pour le coefficient de frottement et en 1999, une loi lognormale !

Loi de probabilité	Normale ou lognormale ?
Valeur moyenne ( $m$ )	0,636
Écart type ( $\sigma$ )	0,00954

Dans l'hypothèse d'une loi normale, on rappelle que la probabilité qu'une variable aléatoire gaussienne (ici c'est le coefficient de frottement) soit supérieure à  $m-2\sigma$  est d'environ 97,7%. La valeur de  $m-2\sigma$  est ici de 0,617.

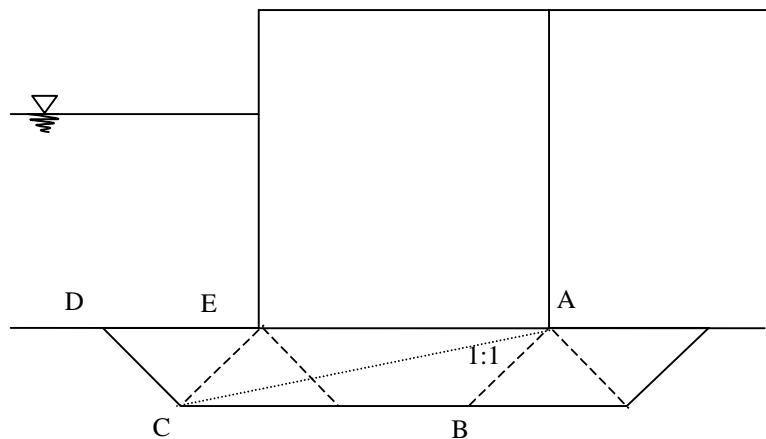


### III.4.11 Le document de Tsinker (1997)

Ce document, en ce qui concerne les quais-poids, signale qu'une valeur du coefficient de frottement comprise entre 0,50 et 0,65 est généralement retenue pour une structure en béton placée sur un matelas de cailloux.

Pour ce qui concerne le frottement entre le matelas et le sol de fondation, on prend usuellement  $\tan(2/3 \varphi)$  où  $\varphi$  est égal à l'angle de frottement interne utilisé pour le matelas ou le sol de fondation, en retenant la valeur la plus petite. La valeur  $\tan\varphi$  est la limite supérieure du coefficient de frottement.

L'ouvrage de Tsinker apporte aussi des précisions sur la méthode de calcul au glissement des quais-poids : il préconise une double vérification de la condition de glissement au niveau de l'interface béton/matelas de cailloux et au niveau de l'interface matelas de cailloux/sol de fondation.



**Figure III-8 Prise en compte du matelas de cailloux dans la vérification au glissement (Tsinker, 1997)**

Pour évaluer la stabilité à l'interface matelas/sol de fondation, il faut prendre en compte en plus le poids des cailloux entre les points ABCDE. De plus, il est également recommandé de vérifier le glissement le long de la ligne AC.

Le coefficient de sécurité recommandé est de 1,5 pour le chargement normal et de 1,25 pour la combinaison de charges extrême.

### III.4.12 Conclusion relative au point de vue des auteurs de manuels

Notons que nous avons rencontré deux types de démarches : ou proposer une valeur en fonction l'angle de frottement interne  $\phi$  ou donner directement le coefficient de frottement en fonction du type de sol.

Comparons dans le cas d'une fondation reposant sur un matériau granulaire propre.

Source	Coefficient de frottement f	Valeur pour $\phi=35^\circ$	Coefficient de sécurité	Rapport coefficient de frottement $\phi=35^\circ$ sur coefficient de sécurité
Terzaghi et Peck, 1967	0,55		1,50	0,37
Chapon, 1982, 1984	$\tan(2/3\phi)$ , si base non rugueuse ; $\tan\phi$ si base rugueuse	0,43 à 0,70	1,75 à 2,00	0,22 à 0,40
Reimbert et Reimbert, 1990	$\tan(\pi/2 \times \tan(\phi/2))$	0,54	1,50	0,36
Le Tirant, 1979	$(\tan\phi)/1,2$	0,58	1,30	0,44
Dawson, 1983	$\tan\phi$	0,70	2,5 à 3,0	0,23 à 0,28
Elman et Terry, 1989	0,50 à 0,55			
Tsinker, 1997	0,50 à 0,65		1,25 pour le chargement extrême	0,40 à 0,52
Goda, 2000	0,60		1,20 au moins	0,50

**Tableau III-13 Tableau récapitulatif des valeurs du coefficient de frottement données par les divers auteurs**

On note que les fourchettes sont plutôt larges surtout pour les coefficients de sécurité, même si la valeur la plus élevée est associée à la valeur la plus forte du coefficient de frottement. Le cas de Takayama est différent puisqu'il propose une approche probabiliste avec une valeur moyenne et un écart-type. C'est parmi les auteurs spécialisés dans les travaux maritimes ou offshore que l'on rencontre les extrêmes avec Dawson (1983) d'un côté et Goda (2000) de l'autre. Enfin, il ne faut pas oublier que la comparaison ci-dessus reste très grossière.

Le cas de l'argile est plus rarement envisagé. Il l'est plutôt par des ouvrages généraux traitant des murs de soutènement (Terzaghi et Peck, 1967), (Elman et Terry, 1987) qui préconisent alors un coefficient de frottement plus faible, et la substitution du sol sous l'ouvrage sur une certaine épaisseur. Les documents traitant d'offshore abordent également la question (Le Tirant, 1979), (Dawson, 1983) en prenant en compte la cohésion non drainée de l'argile ou un angle de frottement dans le cas drainé.

### III.5 Le point de vue des règlements

#### III.5.1 Cas de la France (MELT, 1993)

Le fascicule 62 titre V du CCTG – Règles de conception et de calcul des ouvrages de génie civil – qui date de 1993, ne s’applique pas aux ouvrages de soutènement (comme spécifié à son article A.1.1.).

Le document le plus récent et le plus pertinent pour les soutènements émanant de l’administration française est le guide du SETRA « Les ouvrages de soutènement, guide de conception générale » (SETRA, 1998). Bien que le fascicule 62 cité précédemment ne s’applique pas, le document du SETRA tend à proposer les adaptations permettant de s’y rattacher dès que cela est possible. Ainsi, les deux documents proposent la même formulation pour l’état limite-ultime de glissement :

$$H \leq \frac{V \tan \varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c'A'}{\gamma_{g2}}$$

H et V sont les composantes horizontale et verticale de la force appliquée sur la base de la fondation, A' la surface comprimée de celle-ci,  $\varphi'$  l’angle de frottement interne du sol et c' la cohésion drainée du sol sous la fondation.  $\gamma_{g1}$  et  $\gamma_{g2}$  sont des coefficients partiels de sécurité. *Cette vérification correspond aux caractéristiques à long terme (ou drainées) du sol. Au cas où il existe un risque de glissement à court terme, il est recommandé d’y remédier par des dispositions constructives (voir le chapitre IV) plutôt que par le dimensionnement de la fondation avec des caractéristiques à court terme.*

Résistance au cisaillement	$c',^{(1)}$
Coefficient de frottement	$\tan \varphi',^{(2)}$

<sup>1</sup> Selon les commentaires du fascicule 62, la plus grande prudence est recommandée quant au choix de la valeur.

<sup>2</sup> Selon les commentaires du fascicule 62, ce choix de la valeur est dû au fait que la base de la semelle est généralement rugueuse et que les plans de glissement éventuels sont contenus dans le sol de fondation et non à l’interface sol-structure.

Les valeurs recommandées des coefficients de sécurité sont les suivantes :

	Fascicule 62, titre V	SETRA (1998)
Coefficient de sécurité sur la cohésion $\gamma_{g2}$	1,5	1,5
Coefficient de sécurité sur le frottement $\gamma_{g1}$	1,2	1,3 à 1,5 <sup>(*)</sup>

<sup>(\*)</sup> Une valeur inférieure à 1,5 est généralement retenue quand la cohésion est négligée ou pour un sol granulaire.

### III.5.2 Cas de la Grande-Bretagne (BSI, 1994)

Le document étudié (BS 8002) concerne les ouvrages de soutènement petits ou moyens (jusqu'à 8 m de hauteur libre), mais la majorité des recommandations ont un champ d'application plus large. Des exemples de structures maritimes sont donnés (on renvoie aussi au BS 6349 (BSI, 1991)).

#### III.5.2.1 Principes

Il s'agit de vérifier la stabilité de la structure selon les méthodes semi-probabilistes aux états-limites. Le vocabulaire relatif à la méthode semi-probabiliste est indiqué au paragraphe II.3.3 du présent document. L'état-limite de glissement sur la base figure explicitement.

#### III.5.2.2 Valeur de calcul pour le frottement de la base

On fait ici référence au paragraphe 3.2.6. du document BSI (1994).

La valeur de calcul du frottement ou de l'adhérence doit être la plus faible des deux valeurs :

- a) la valeur déterminée par des tests si de tels tests sont disponibles (voir le paragraphe 2.2.8 du document BSI)
- b) 75 % de la valeur de calcul pour le sol lui-même

soit finalement :

$$\begin{aligned} \tan \delta &= 0,625 \tan \varphi'_{\max} \\ C &= 0,5 C_u \end{aligned}$$

où  $\varphi'_{\max}$  représente la valeur représentative de l'angle de résistance maximal au cisaillement obtenu à l'essai triaxial, angle évalué en terme de contraintes effectives, et  $C_u$  la valeur représentative de la résistance au cisaillement non drainé.

#### III.5.2.3 Résistance de la base au glissement

La résistance de la base peut être exprimée en termes de contraintes totales :

$$\tau = C$$

Ou bien de contraintes effectives :

$$\tau = \sigma' \tan \delta.$$

La contrainte normale effective moyenne  $\sigma'$  doit tenir compte de toutes les pressions verticales, en particulier dues aux écoulements (ce point est traité au chapitre VIII).

Pour tous les sols, il faudra réaliser la vérification en contraintes effectives ; pour les sols sujets à consolidation, une vérification en contraintes totales devra être effectuée. Pour les argiles molles, cette vérification en conditions non drainées sera probablement plus critique. Pour les argiles raides, cela sera la situation inverse. Il faudra aussi être attentif au cas des argiles très plastiques pour lequel on peut soupçonner un cisaillement préexistant ; il est

recommandé de réaliser des essais pour déterminer la résistance résiduelle (voir la figure III.3 page 38 ou la figure III.10 page 63). Le cas des roches tendres nécessite de prendre en compte les discontinuités dans la roche.

La norme BS 8002 ne considère pas de coefficient de sécurité supplémentaire.

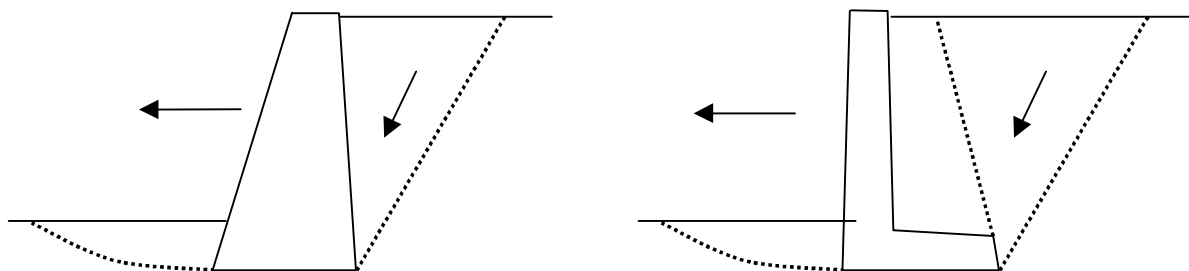
### III.5.3 L'EUROCODE 7 partie 1 (CEN, 2001)

Ce document est un projet de norme, donc susceptible d'évoluer. On peut en trouver une version récente sur le site Internet des Euronormes accessible à partir de celui du SETRA.

#### III.5.3.1 Condition de glissement dans l'Eurocode 7

Ce document est fondé lui aussi sur le format semi-probabiliste aux états limites. Le mouvement de la structure pouvant affecter le fonctionnement des installations environnantes est à retenir parmi les états-limites (paragraphe 9.2 de CEN, 2001) et parmi ces possibilités de mouvement, il n'y a donc pas de raison d'exclure le glissement sur la base parmi les états-limites de service. Toutefois, comme les états-limites de service ne sont pas traités avec beaucoup de détails, nous n'étudierons dans la suite que les états-limites ultimes.

Parmi ces états-limites ultimes, l'Eurocode demande de considérer la rupture de la fondation. Le cas des structures de soutènement est traité au chapitre 9. L'ENV 1997-1 joint six croquis qui représentent en fait trois modes de rupture pour deux types de murs différents (mur poids et mur cantilever). L'étude de ces modes de rupture doit être considérée comme un minimum. Le glissement sur la base est l'un de ces modes. Le dessin ci-après donne une forme courbe pour la ligne de rupture devant le mur.



**Figure III-9 Rupture par glissement pour un mur poids et pour un mur cantilever (CEN, 2001)**

Mais pour ce qui concerne les ouvrages poids, il est indiqué que ces ouvrages nécessitent souvent la solution de problèmes qui sont les mêmes que ceux rencontrés pour les fondations superficielles. Et on est renvoyé au chapitre 6, traitant des fondations superficielles, pour en appliquer les principes quand c'est approprié, ce qui est le cas pour la question du glissement sur la base.

Ainsi, la vérification d'une fondation superficielle au glissement impose de vérifier la condition :

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

Avec  $H_d$  la valeur de calcul de la composante de la force totale<sup>13</sup> agissant parallèlement à la semelle,  $R_d$  la valeur de calcul de la résistance au cisaillement entre la base de la fondation et le sol,  $R_{p;d}$  la valeur de calcul de la force de résistance passive causée par la pression des terres (butée) qui peut être mobilisée avec un déplacement approprié à l'état-limite considéré.

Pour les conditions drainées, la résistance  $R_d$  doit être calculée en utilisant l'équation :

$$R_d = V_d' \tan \delta_d$$

$\delta_d$  est la valeur de conception de l'angle de frottement sur la base de la fondation,  $V_d'$  est la valeur de calcul de la composante normale à la base de la fondation de la force effective agissant sur la fondation. En déterminant cette composante  $V_d'$ , on doit prendre en compte si  $H_d$  et  $V_d'$  sont des actions indépendantes ou non<sup>14</sup>.

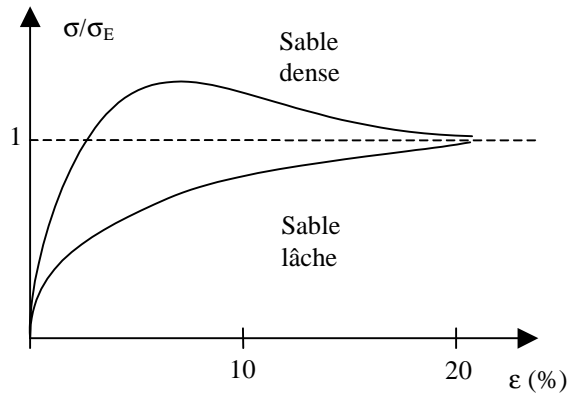
Le document propose de retenir les valeurs de calcul suivantes pour l'angle de frottement :

Condition d'interface	Valeur de $\delta_d$
Fondations en béton coulées in situ	$\varphi'_{cv;d}$
Fondations préfabriquées lisses	$2/3 \varphi'_{cv;d}$

Avec  $\varphi'_{cv;d}$  qui est la valeur de calcul de l'angle de résistance critique au cisaillement du sol. Cet angle est indépendant de l'état du sol et  $\varphi' = \varphi'_{cv}$  est une estimation de la valeur de l'angle  $\varphi'$  qui nous place du côté de la sécurité (Ortigao, 1995). Pour des déformations importantes, l'angle de frottement tend vers l'angle de frottement critique, obtenu pour des déformations importantes (voir la figure ci-après). Quand l'indice des vides augmente, en partant des indices faibles, la valeur de pic de l'angle de frottement se rapproche de l'angle de frottement critique.

<sup>13</sup> Force totale s'oppose ici à force effective.

<sup>14</sup> Nous avons repris là la formulation du texte du projet de norme. Il faut comprendre qu'au moment de vérifier la condition  $H_d \leq R_d + R_{p;d}$  on ne doit pas l'écrire en prenant les valeurs les plus défavorables de  $H_d$  et  $R_d$  si ces valeurs les plus défavorables ne peuvent pas être atteintes en même temps (dans le cas où  $H_d$  et  $R_d$  ne sont pas indépendantes).



**Figure III-10 Diagramme contrainte/déformation (Luong, 1978)**

Le palier correspond à l'état critique,  $\sigma_E$  est le seuil d'écoulement

Dans le cas des conditions non drainées, on prend :

$$R_d = A_c \cdot C_{u;d}$$

avec  $A_c$  l'aire de la partie comprimée de la fondation et  $C_{u;d}$  la valeur de calcul de la résistance au cisaillement non drainé.

### III.5.3.2 Coefficients de sécurité

Les coefficients de sécurité dans l'Eurocode 7 dépendent des options de calculs (paragraphe 2.4.7.3.2, 2.4.7.3.3 et 2.4.7.3.4 du document CEN, 2001). Ces méthodes ont des manières différentes de distribuer les coefficients partiels entre les actions, l'effet des actions, les propriétés des matériaux et les résistances. L'approche 1 demande que les vérifications soient effectuées par deux calculs indépendants utilisant deux jeux de coefficients (sur trois jeux proposés). Les méthodes 2 et 3 ne nécessitent qu'un seul calcul.

Dans l'approche 2, les coefficients portent sur les actions ou l'effet des actions et les résistances.

Dans l'approche 3, les facteurs sont appliqués sur les actions ou les effets des actions et sur les propriétés des matériaux.

Examinons ce que donne l'approche 2, en se limitant aux charges permanentes, sans efforts de butée.

Il faut écrire :

$$H_d \leq V_d' \tan \delta_d$$

On applique alors les coefficients partiels.

On applique 1,35 sur  $H_d$  (action permanente défavorable), 1,00 sur  $V_d'$  (action permanente favorable) (tableau A.2.1, annexe 1), puis 1,10 qui est le coefficient partiel de résistance partiel applicable au glissement des ouvrages de soutènements (*retaining structures partial resistance factor*, ce coefficient serait plutôt à mettre en parallèle avec le coefficient de modèle de ROSA 2000).

Ceci nous conduit donc à un coefficient de sécurité global de 1,48.

Examinons ce que donne l'approche 3, dans les mêmes conditions. Pour préciser l'impact du coefficient de sécurité sur les matériaux, il faut préciser les conditions du problème. On suppose le remblai avec un angle  $\varphi$  de frottement de  $35^\circ$ . Si on applique le coefficient de 1,25 (tableau A.2.2) à  $\tan \varphi$ , on trouve comme nouvelle valeur  $29^\circ$ . En utilisant les tables de poussée/butée (Kerisel et Absi, 1990), on trouve que cela correspond à un facteur de sécurité de 1,27 sur la force horizontale de poussée (on a supposé le bord du mur vertical et un rapport angle de frottement à l'interface remblai-sol sur angle de frottement interne du sol de  $2/3$ ).

Supposons maintenant que la base du caisson supposée lisse (caisson préfabriqué) repose sur un soubassement ayant un angle de frottement interne de  $40^\circ$ . L'application du coefficient de 1,25 sur la valeur de la tangente conduit à retenir  $33,9^\circ$ . On retient dans ce cas comme valeur de  $\delta$  les  $2/3$  de  $\varphi$ . On trouve alors un coefficient de sécurité sur  $\tan \delta$  de 1,21.

On trouve finalement un coefficient de sécurité global de 1,53.

Cet exemple d'application des approches 1 et 2 montre qu'on aboutit à des résultats voisins, sans, bien entendu, qu'on puisse généraliser à priori.

### **III.5.4 Travaux sur les digues menés par Burcharth et Sørensen (1998, 1999) en vue de la conception d'un système de dimensionnement utilisant des coefficients de sécurité partiels**

#### *III.5.4.1 Méthodes et objectifs de ces travaux*

Ces travaux menés dans le cadre de l'AIPCN et du projet MAST III/PROVERBS ont donné lieu à des communications lors de congrès internationaux en 1998 et 1999. A la différence des travaux d'élaboration des Eurocodes, il s'agit ici d'études spécialisées sur les digues à paroi verticale.

Ces travaux ne visent pas à recommander une valeur spécifique pour le coefficient de frottement mais seulement à préconiser des valeurs pour le coefficient de sécurité partiel sur ce coefficient de frottement.

Ces travaux se réclament d'une approche probabiliste de niveau 2 (voir le paragraphe II.3.2). Les coefficients de sécurité partiels sont calés sur une méthode probabiliste (de niveau 2) où l'objectif est de dimensionner la structure avec une probabilité de ruine fixée à l'avance. Pour cette question de la calibration des codes de calcul, on peut se référer à Ditlevsen et Madsen (1996).



III.5.4.2 Obtention de la condition de dimensionnement

On part à nouveau de l'équation très simple de la condition de non-glissement :

$$f \times (P' - F_U) - F_H \geq 0$$

avec  $f$  le coefficient de frottement,  $P'$  le poids déjaugé du caisson,  $F_U$  la force verticale due à la surpression sous le caisson, et  $F_H$  la force horizontale due à la houle.

On introduit la vague de dimensionnement  $H_D$ , et les coefficients d'incertitude de modèle  $Z_{H_S}$  sur la hauteur significative  $H_S$ ,  $Z_{F_H}$  sur la force horizontale  $F_H$ ,  $Z_{F_U}$  sur la force verticale  $F_U$ . Les forces sont calculées à l'aide de la formule de Goda.

L'équation de l'état limite s'écrit alors :

$$f \times (P' - Z_{F_U} \times F_U(Z_{H_S} \times H_D)) - Z_{F_H} \times F_H(Z_{H_S} \times H_D) \geq 0$$

On introduit le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_z$  sur la valeur caractéristique  $f^c$  du coefficient de frottement et un coefficient  $\gamma_H$  de sécurité partiel sur la hauteur de vague à prendre en compte.

En ce qui concerne la valeur caractéristique du coefficient de frottement, les auteurs choisissent de retenir la valeur médiane de ce coefficient (fractile à 50%) ce qui n'est pas toujours le cas<sup>15</sup>.

En ce qui concerne les actions dues à la houle, on calcule les forces à l'aide de la formule de Goda en supposant une vague d'une certaine hauteur, mais ces forces sont corrigées d'un biais systématique qui va dans le sens de la sécurité.

Cette hauteur de vague introduite dans la formule de Goda est déterminée par :

$$\gamma_H \times \hat{H}_D^{T_L}$$

où  $\gamma_H$  est le coefficient de sécurité partiel sur la hauteur de vague,  $\hat{H}_D^{T_L}$  est la valeur attendue de la vague maximale pendant une tempête avec une période de retour de  $T_L$  années. Cette valeur est souvent prise égale à  $1,8 \hat{H}_S^{T_L}$ ,  $\hat{H}_S^{T_L}$  étant la hauteur de vague significative de la tempête ayant comme période de retour  $T_L$  années.

Finalement, les forces horizontale et verticale dues à la houle prises en compte dans l'équation de dimensionnement sont respectivement :

Pour la force horizontale :  $0,90 \times F_H^c$  avec  $F_H^c = F_H (\gamma_H \times \hat{H}_D^{T_L})$

Pour la force verticale :  $0,77 \times F_U^c$  avec  $F_U^c = F_U (\gamma_H \times \hat{H}_D^{T_L})$

<sup>15</sup> Les recommandations ROSA 2000 préconisent, dans le cas général, de prendre le fractile à 5%.

On a introduit les coefficients 0,90 et 0,77 pour corriger un biais systématique de la formule de Goda.

Finalement, l'équation de dimensionnement s'écrit :

$$\frac{f^c}{\gamma_Z} \times (P^c - 0,77 \times F_U^c) - 0,90 \times F_H^c \geq 0$$

Il reste à ce stade à optimiser le choix des coefficients partiels  $\gamma_Z$  et  $\gamma_H$ .

### III.5.4.3 Détermination des facteurs de sécurité partiels

Les facteurs de sécurité sont calibrés de telle sorte que sur N structures typiques, l'écart entre les indices de fiabilité et l'indice  $\beta$  que l'on a pris comme objectif soit minimal. D'un point de vue mathématique, il s'agit de minimiser la fonctionnelle W définie ci-après.

$$\min_{\gamma} W(\gamma) = \sum_{i=1}^N w_i (\beta_i(\gamma) - \beta)^2$$

Les  $w_i$  sont des pondérations correspondant à la proportion relative des différentes structures dans l'ensemble de structures pris en compte.

L'indice de fiabilité objectif dépend de la probabilité de ruine que l'on se fixe, en supposant une loi de probabilité normale.

Les résultats sont donnés selon :

- la profondeur faible ou grande de l'eau ;
- l'existence ou non d'essais sur modèles ;
- la plus ou moins bonne connaissance des conditions de houle.

Dans le cas où des essais ont été effectués, on considère que l'écart type sur  $Z_{F_H}$  et  $Z_{F_U}$  passe de 0,25 à 0,05. Selon la qualité de la connaissance de la houle, on suppose que l'écart type de la fonction aléatoire F multipliant la hauteur significative de la houle, modélisant les erreurs de mesure et la variation à court terme et ayant comme valeur moyenne 1, peut passer de 0,05 à 0,20.

III.5.4.4 Les résultats

Ils sont donnés pour des probabilités de ruine allant de 0,01 à 0,40. Nous allons citer les résultats correspondant à une probabilité 0,1 de ruine par glissement<sup>16</sup>.

	Incertitude sur les conditions de houle	Eau peu profonde	Eau profonde
AVEC DES ESSAIS SUR MODELES	$\sigma'_{H_S} = 0,05$	1,3	1,2
	$\sigma'_{H_S} = 0,20$	1,3	1,2
SANS ESSAIS SUR MODELES	$\sigma'_{H_S} = 0,05$	1,4	1,2
	$\sigma'_{H_S} = 0,20$	1,4	1,3

**Tableau III-14 Coefficient de sécurité partiel  $\gamma_z$  portant sur le coefficient de frottement pour une probabilité de ruine fixée à 0,10 (Burcharth et Sørensen, 1999)**

A noter que les valeurs proposées dans (Burcharth et Sørensen, 1998), sont légèrement différentes.

Donnons également le coefficient de sécurité partiel portant sur la hauteur de vague à prendre en compte :

	Incertitude sur les conditions de houle	Eau peu profonde	Eau profonde
AVEC DES ESSAIS SUR MODELES	$\sigma'_{H_S} = 0,05$	1,1	1,2
	$\sigma'_{H_S} = 0,20$	1,2	1,3
SANS ESSAIS SUR MODELES	$\sigma'_{H_S} = 0,05$	1,2	1,3
	$\sigma'_{H_S} = 0,20$	1,3	1,4

**Tableau III-15 Coefficient de sécurité partiel  $\gamma_H$  portant sur la hauteur de vague pour une probabilité de ruine fixée à 0,10 (Burcharth et Sørensen, 1999)**

Notons que si l'on souhaite avoir une probabilité de ruine 10 fois plus faible (soit 0,01), il faut augmenter sensiblement les coefficients de sécurité. Ainsi, en eau profonde, sans essais sur modèle,  $\gamma_z$  atteint-il 1,7.

On note également que le mode d'optimisation mathématique choisi conduit à prescrire un coefficient de sécurité sur le frottement qui dépend de la profondeur de l'eau ou des incertitudes sur les conditions de houle, facteurs qui n'ont pas a priori de raison physique d'influer sur le frottement.

<sup>16</sup> A titre d'exemple, une évaluation de la probabilité de ruine par glissement a été menée par les mêmes auteurs (Sørensen et Burcharth, 2000) sur un ouvrage existant à Niagata. Ils ont estimé la probabilité de ruine par glissement pendant la durée de vie (50 ans) égale à 0,154.

### III.5.5 Cas des États-Unis (USACE, 1989)

On se fonde ici sur le document de l'U.S. Army Corps of Engineers. Il existe d'autres documents pour d'autres administrations (Autoroutes fédérales, Marine...).

Ce règlement fonde l'analyse sur l'utilisation de prismes de glissement. Le calcul des forces exercées sur le mur effectué par ailleurs n'est pas utilisé pour la vérification au glissement ; dans cette analyse, les forces latérales calculées dans la vérification au glissement sont fonction du coefficient de sécurité demandé (paragraphe 3.1, USACE, 1989).

Le tableau 4.1 donne les coefficients de sécurité pour différents de cas de chargement pour des murs de soutènement ; voici l'extrait correspondant au glissement :

condition de chargement	coefficient de sécurité
usuelle	1,50
non usuelle	1,33
séisme	1,10

(les définitions de ces conditions de chargement sont données au chapitre IV section 1 du document USACE)

La méthode ne semble pas distinguer le frottement base de l'ouvrage / sol de fondation du frottement interne du sol.

On a donc :

$$\delta = \varphi$$

### III.5.6 Cas de l'Allemagne (EAU 1990, 1992)

On se fonde ici sur l'EAU 1990. Ce document renvoie à diverses normes DIN.

La question de la vérification au glissement est principalement abordée à l'occasion des structures en caissons (chapitre 10.5 de l'EAU 1990). On renvoie ensuite à ce chapitre pour ce qui est de la vérification au glissement des murs constitués de blocs de béton (traités au chapitre 10.7).

#### III.5.6.1 Angle de frottement

Selon la nature du fond, on peut prendre deux hypothèses différentes sur la valeur de l'angle de friction.

Nature du fond du caisson	Angle de frottement à l'interface caisson/fondation
Rugueux	$\varphi$
Lisse	$2/3 \varphi$

Le danger de glissement peut être réduit à un coût raisonnable en utilisant un fond en béton rugueux ou en dent de scie. **Pour procéder ainsi, le degré de rugosité doit être adapté à la taille moyenne du grain du matériau de fondation** (voir à ce sujet le chapitre IV « Prise en compte de diverses dispositions constructives »).

Notons toutefois que le document recommande de prendre comme poussée des terres celle donnée par la formule de Jaky :  $K_0=1 - \sin\phi$ .

### III.5.6.2 Valeur du coefficient de sécurité

La valeur du coefficient de sécurité en cas de combinaison de toutes les actions défavorables doit être au moins de 1,0 pour un caisson, s'il n'existe pas de doute sur l'importance des actions et de la résistance au cisaillement de la base.

Type d'ouvrage, condition de chargement	coefficient de sécurité
Ouvrage en caisson ; combinaison de toutes les actions défavorables	1,0
Ouvrage en caisson pneumatique	1,5
Mur en blocs de béton	1,0 (renvoi aux ouvrages en caisson)

Le cas des murs en blocs de béton doit être traité de la même façon en ce qui concerne la stabilité au glissement.

On note la faible valeur du coefficient de sécurité associé aux ouvrages en caisson et en blocs de béton qui est au moins en partie compensé par l'utilisation de la formule de Jaky, qui donne une estimation beaucoup plus forte de la poussée des terres que d'autres méthodes.

### III.5.7 Cas du Canada (SCG, 1994)

Nous nous fondons sur le Manuel canadien d'ingénierie des fondations (SCG, 1994). Ce manuel est une publication de la Société canadienne de géotechnique. Il est le « reflet de l'ingénierie en géotechnique telle qu'elle est pratiquée au Canada, le manuel a pour but de familiariser le lecteur avec l'interprétation des intentions et des recommandations contenues dans la section 4.2 (fondations) du Code national du bâtiment du Canada ».

En ce qui concerne les murs de soutènement et leur stabilité au glissement, on recommande des précautions vis-à-vis de la prise en compte de la butée : profondeur de gel, variations saisonnières de volume.

Si le sol comporte des couches faibles, il faut considérer le mécanisme de glissement le long de ces couches.

L'écoulement sous un mur peut considérablement réduire la résistance au glissement et la butée. Ces composantes doivent tenir compte des pressions d'eau sur la base ou des pressions interstitielles.

III.5.7.1 Coefficient de frottement

Le manuel préconise, en l'absence de mesures en place et pour des murs de soutènement avec des fondations en béton, le tableau suivant :

Type de sol de fondation	$\tan\delta$
GW, GP, SW	0,55
SP, SM, GC, GM	0,45
ML, SC	0,35
CL (très raide à dure)	0,40

**Tableau III-16 Valeur du coefficient de frottement en fonction du type de sol (SCG, 1994)**

La classification des sols utilisée est conforme à la norme de la « Société internationale de mécanique des sols et des travaux de fondations », très proche de la norme américaine USCS (USAEWES, 1960).

- GW : grave propre bien graduée
- GP : grave propre mal graduée
- SW : sable propre bien gradué
- SP : sable propre mal gradué
- SM : sable limoneux
- GC : grave argileuse
- GM : grave limoneuse
- ML : limon peu plastique
- SC : sable argileux
- CL : argile peu plastique

On voit que pour une couche de fondation de graves propres, la valeur recommandée  $\tan\delta=0,55$  correspond à un angle de frottement  $\delta=29^\circ$ .

III.5.7.2 Coefficient de sécurité

On désigne par  $W$  le poids du mur et du sol,  $P_v$  et  $P_h$  les composantes verticale et horizontale de la poussée des terres et  $P_p$  la force de butée (p. 468). On envisage deux vérifications avec la force de butée ou sans la force de butée.

$$\frac{(W + P_v) \tan \delta}{P_h} \text{ ou } \frac{(W + P_v) \tan \delta + P_p}{P_h} \geq F_s$$

Type de condition	Valeur du coefficient de sécurité $F_s$
Sans prise en compte de la butée	1,5
Avec prise en compte de la butée	2,0

### III.5.8 Cas de Hong-Kong (GEO, 1998)

Nous nous fondons ici sur un document consacré spécialement aux murs de soutènement.

#### III.5.8.1 Coefficient de frottement

Le document préconise un angle de frottement à la base (d'après le tableau 13 p. 148) repris ci-dessous :

Matériau de construction	Valeurs typiques de l'angle de frottement $\delta$
Béton lisse (coulé dans un coffrage en acier)	0,8 à 0,9 $\phi'$
Béton rugueux (coulé dans un coffrage en bois)	0,9 à 1,0 $\phi'$
Blocs de maçonnerie lisse (blocs granitiques ou volcaniques taillés)	0,5 à 0,7 $\phi'$
Blocs de maçonnerie lisse (blocs granitiques ou volcaniques irréguliers)	0,9 à 1,0 $\phi'$

**Tableau III-17 Valeur de l'angle de frottement en fonction du matériau de la fondation (GEO, 1998)**

Selon ce document, on peut retenir la valeur de l'angle de cisaillement à l'état critique  $\phi'_{cv}$  comme estimation du côté de la sécurité de l'angle  $\phi''$ . On pourra prendre pour un matériau granulaire  $\phi'_{cv}=30^\circ$  pour des grains ronds et  $\phi'_{cv}=37^\circ$  pour des grains anguleux (p. 173). On peut éventuellement prendre une estimation supérieure si on montre que l'affaiblissement de la fondation est improbable. Mais on ne dépassera jamais la valeur  $\phi'$ .

En ce qui concerne les sols cohérents à faible perméabilité, il est indiqué simplement que la valeur de conception de la résistance au cisaillement de la base ne doit pas être supérieure à la résistance évaluée en se basant sur la résistance au cisaillement non drainé du sol.

#### III.5.8.2 Coefficient de sécurité

	Valeur minimale du coefficient de sécurité partiel pour les états-limites ultimes
Coefficient de frottement à la base $\tan\delta$	1,2 (on ne doit pas appliquer avant de coefficient à $\phi'$ ).
Résistance au cisaillement drainé du sol	1,2
Résistance au cisaillement non drainé du sol	2,0

### **III.5.9 Cas de l'Espagne**

Les données concernant l'Espagne ont été recueillies dans un document de l'AIPCN (PIANC, 1995).

Nous les reportons ci-dessous.

Surfaces en contact	Coefficient de frottement
Béton préfabriqué contre préfabriqué	0,70
Béton préfabriqué contre cailloux	0,70
Béton coulé en place contre cailloux	1,00

Nous donnons maintenant les valeurs préconisées pour le coefficient de sécurité sur le glissement :

Cas de charge	Coefficient de sécurité
Situation permanente	1,5
Situation momentanée	1,3



### III.5.10 Conclusion relative au point de vue des règlements

Notons qu'il y a là aussi deux types de démarches : ou proposer une valeur en fonction  $\varphi$  ou donner directement le coefficient de frottement en fonction du type de sol.

Comparons dans le cas d'une fondation en béton préfabriquée reposant sur un matériau granulaire propre.

Source	Coefficient de frottement f	Valeur pour $\varphi=35^\circ$	Coefficient de sécurité	Ratio coefficient de frottement sur coefficient de sécurité pour $\varphi=35^\circ$
SETRA, 1998 (France)	$\tan\varphi$	0,70	1,3 à 1,5	0,46 à 0,53
BSI, 1994 (Grande-Bretagne)	$0,625 \tan\varphi$	0,44	1,0	0,44
CEN, 2001 (Europe)	$\tan(2/3 \varphi)$ si préfabriqué $\tan\varphi$ si coulé en place	0,43 à 0,70	1,27 (exemple calculé en III.5.3.2)	0,34 à 0,55
EAU, 1990, 1992 (Allemagne)	$\tan(2/3 \varphi)$ si lisse à $\tan\varphi$ si rugueux	0,43 à 0,70	1,0 mais avec la poussée des terres donnée par : $K_0 = 1 - \sin\varphi$	0,43 à 0,70
SCG, 1994 (Canada)	0,55		1,5	0,36
GEO, 1998 (Hong-Kong)	$\tan(0,8\varphi)$ si lisse à $\tan\varphi$ si rugueux	0,53 à 0,70	1,2	0,44 à 0,58
Espagne	0,70		1,5 (charges permanentes)	0,47
Japon (Goda, 2000)	0,60		1,2	0,50

**Tableau III-18 Récapitulation des conditions de frottement selon divers règlements**

On remarque que les fourchettes sont plutôt larges, surtout pour les coefficients de frottement, même si les valeurs les plus basses sont associées à la valeur la plus faible du coefficient de sécurité. En prenant en compte à la fois coefficient de frottement et coefficient de sécurité, on obtient une fourchette de 0,36 à 0,58 sans toutefois considérer l'EAU qui a un mode de calcul de poussée des terres pénalisant.

Notons aussi que nous n'avons pu faire ici de distinction entre  $\varphi'$  et  $\varphi'_{cv}$ . La prise en compte de cette distinction conduirait à augmenter la sécurité des calculs effectués selon le document (CEN, 2001) et aussi le document (GEO, 1998) dans le cas où l'on aurait pris comme valeur

de l'angle  $\varphi'_{cv}$ . Le groupe de travail n°28 de l'AIPCN (PIANC, 1995) fait les mêmes observations : dispersion des coefficients de frottement et des coefficients de sécurité avec une tendance à la compensation de ces variations dans l'équation de stabilité.

Notons qu'aucun des règlements étudié n'est spécialisé dans les travaux maritimes ou fluviaux à l'exception de l'EAU et de certaines données japonaises (le statut des données espagnoles ne nous étant pas connu). Comme indiqué au paragraphe III.4, les valeurs les plus prudentes ont été trouvées chez des auteurs spécialisés dans les ouvrages maritimes ou offshore (Chapon, Dawson). Goda (2000) quant à lui se trouve dans une fourchette médiane par rapport aux règlements.

Soulignons enfin que les comparaisons faites ici restent extrêmement sommaires.

Les travaux de Burcharth et Sørensen occupent une place un peu à part. Ils se situent dans une approche plus sophistiquée de la sécurité des structures. Les ordres de grandeur des coefficients de sécurité sur le glissement pour une probabilité de ruine de 0,10 s'étalent de 1,2 à 1,4 de manière assez comparable avec les valeurs recommandées par les autres auteurs. On rappelle que cette probabilité de 0,10 qui peut paraître faible est de l'ordre de grandeur de celle évaluée par Sørensen et Burcharth (2000) pour une digue à Niagata (Japon). Leurs travaux ont le grand intérêt de relier le niveau de sécurité souhaité au choix du coefficient de sécurité partiel.

Le document du groupe de travail n°28 de l'AIPCN (PIANC, 2001) indique sur ce sujet qu'il y a une divergence surprenante à la fois sur le coefficient de frottement et sur le coefficient de sécurité sur le glissement entre les divers règlements nationaux. Ce document indique une fourchette de 0,50 à 1,00 pour le coefficient de frottement et de 1,00 à 1,75 pour le coefficient de sécurité.

### III.6 Récapitulatif sur le choix du coefficient de frottement

Nous avons étudié successivement trois types de sources d'information sur la valeur du frottement à prendre en compte à la base d'un ouvrage-poids :

- des expériences de frottement sol/béton à grande échelle et en laboratoire,
- des recommandations d'auteurs de manuels sur la mécanique des sols ou sur les ouvrages en mer,
- les règlements de divers pays.

C'est le cas du matériau frottant qui est le plus abondamment traité. Il est vrai que les divers auteurs recommandent de prendre certaines dispositions constructives si l'on doit réaliser un ouvrage-poids maritime sur un sol purement cohérent (substitution du sol cohérent par un sol frottant sur une certaine épaisseur).

Dans le cas d'un sol frottant, on constate des fourchettes assez semblables pour les valeurs du coefficient de frottement selon les types de sources (recommandations pour  $\phi=35^\circ$ , auteurs de manuel, certaines expériences) : de l'ordre de 0,43 à 0,70 en prenant l'angle de frottement interne du sol de fondation égal à  $35^\circ$ . On a vu que pour les auteurs de manuel et les règlement, le choix des coefficients de sécurité conduisait en fait à réduire cette fourchette. Côté expériences, on peut identifier un « noyau central » ayant une fourchette de l'ordre de 0,41 à 0,80<sup>17</sup>, pour les expériences menées avec des matériaux assez gros (plus de 10 mm). Des expériences de laboratoire avec des sables et des interfaces rugueuses conduisent à des valeurs sensiblement plus élevées. Mais en fait ces deux types de fourchettes ne représentent pas du tout la même chose : dans le cas des expériences, c'est une variation physique (matériaux, type d'expérience), dans le cas des manuels et des règlements, ce sont des valeurs à introduire dans des calculs et qui sont modulées par les coefficients de sécurité.

	Coefficient de frottement	Coefficient de sécurité
Expériences	Fourchette centrale : 0,41 à 0,80 Fourchette globale : 0,37 à 1,10	
Auteurs de manuel	0,43 à 0,70 pour $\phi=35^\circ$	1,2 à 3,0 (la valeur extrême supérieure correspond à l'offshore)
Règlements	0,43 à 0,70 pour $\phi=35^\circ$	1,0 à 1,5 (la valeur extrême inférieure correspond dans un cas à une estimation pénalisante de la poussée)

<sup>17</sup> Il existe une expérience japonaise qui a conduit à 0,89.

En fait, les causes de variations prises en compte par ces différentes sources sont très variées :

- la valeur de la contrainte normale appliquée
- la vitesse de déplacement imposé
- l'homogénéité de la contrainte normale
- le compactage du matériau granulaire constituant le sol de fondation
- la nature du matériau de fondation
- le matériau constitutif du mur
- l'état de surface de la base de l'ouvrage et la méthode de réalisation du mur qui influe sur cet état de surface

On constate aussi une fourchette large pour les coefficients de sécurité, parfois compensée par des différences d'estimation du coefficient de frottement ou de poussée des terres (pour les quais).

Dans le cas d'un matériau cohérent en condition non drainée, on constate une dispersion au moins aussi grande :

	Résistance au cisaillement de l'interface	Coefficient de sécurité
Le Tirant (1979)	$C_u / 1,4$	1,3
Dawson (1983)	$C_u$	2,5 à 3,0
BSI (1994)	$0,5 C_u$	1,0

On voit aussi sur cet échantillon qu'il y a des compensations entre l'estimation de la résistance au cisaillement et le choix du coefficient de sécurité.

Il faut enfin signaler l'avancée que représentent les travaux de Burcharth et Sørensen (1998, 1999) et Sørensen et Burcharth (2000) qui, en utilisant des outils plus perfectionnés au niveau de la prise en compte des probabilités, permettent de caler les coefficients de sécurité partiels en se fixant librement un objectif de sécurité, exprimé en probabilité de ruine pour un mode de ruine donné (ici le glissement, mais les autres modes ont été également étudiés) au cours de la vie de la structure.

## IV Prise en compte de diverses dispositions constructives relatives à la forme de la semelle pour améliorer la sécurité au glissement

### IV.1 Introduction

Ces dispositions constructives consistent à donner une forme particulière à la semelle afin d'augmenter la résistance au cisaillement. On pourra ainsi :

- incliner la semelle pour diminuer la composante parallèle à la semelle des forces appliquées ;
- mettre en place sur la surface plane de la semelle des reliefs profonds dont la terminologie semble variable (bêche, clavette –en français canadien–, jupe ou *shear key*...) ;
- augmenter la rugosité de la semelle.



**Figure IV-1 Semelles de fondation inclinée (à gauche), avec une bêche (à droite)**

Un certain nombre de documents passe sous silence certaines de ces dispositions, parmi lesquels les recommandations allemandes (EAU, 1990) qui n'évoquent pas l'inclinaison de la semelle ou la présence d'une bêche mais qui indiquent la possibilité d'augmenter la rugosité de la semelle.

D'après Elman et Terry (1987), qui rapportent la pratique des États-Unis, les bêches sont beaucoup plus répandues dans la pratique des murs de soutènement que la semelle inclinée, presque inconnue selon eux dans leur pays.

## IV.2 Cas de la semelle inclinée

### IV.2.1 Prise en compte dans les méthodes de calcul supposant connues les forces s'exerçant sur le mur

On suppose que la méthode de calcul retenue pour la vérification au glissement passe par la détermination préalable des forces agissant sur le mur (pression de l'eau, poids du mur et éventuellement d'une partie des terres, force de poussée, force de butée, surcharges, etc.).

La condition de glissement dans le cas d'une semelle horizontale s'adapte alors facilement au cas d'une semelle inclinée : on remplace les composantes verticale et horizontale des forces appliquées par leurs composantes perpendiculaire  $F_n$  et parallèle  $F_p$  au plan de la semelle, pour un premier mécanisme de ruine. Dans un deuxième mécanisme, on envisage la possibilité d'une rupture dans le sol sous la fondation.

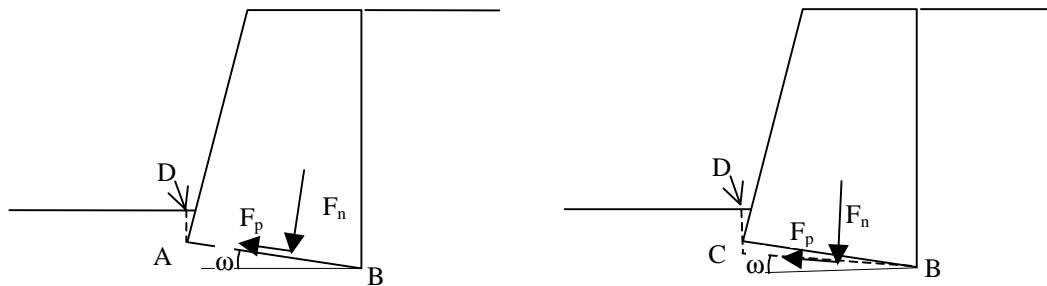


Figure IV-2 Mécanismes de glissement dans le cas d'une semelle inclinée

On doit avoir, avec  $\tan \delta$  le coefficient de frottement à l'interface :

$$\frac{F_n \tan \delta + P_p \cos \omega}{F_p} \geq F_s \quad (\text{coefficient de sécurité})$$

On rappelle que  $\delta$  représente l'angle de frottement entre la base du mur et le sol (le choix du coefficient de frottement  $\tan \delta$  fait l'objet du chapitre III).

Pour prendre en compte la force de butée  $P_p$  le long de DA ou de DC, il faut ajouter la composante de  $P_p$  parallèle à la ligne de rupture à la force de frottement. Pour le deuxième mécanisme où la ligne de rupture passe dans le sol, il faut optimiser le choix du point C pour déterminer la ligne de rupture la plus défavorable. Le guide sur les murs de soutènement de Hong-Kong (GEO, 1998) présente explicitement cette démarche.

La norme britannique (BSI, 1994) évoque succinctement l'inclinaison de la semelle comme un moyen d'améliorer la sécurité au glissement.

#### IV.2.2 Valeur recommandée de l'angle d'inclinaison

Elman et Terry (1987) proposent une méthode voisine de celle exposée précédemment. Ils étudient la possibilité de glissement le long de la semelle inclinée (premier mécanisme de ruine). Ils trouvent alors que, toutes choses égales par ailleurs, le facteur de sécurité croît avec l'angle d'inclinaison  $\omega$ . Ils utilisent ensuite le deuxième schéma de rupture avec une ligne de rupture horizontale sous la semelle pour donner une deuxième condition qui va limiter la valeur utile de l'inclinaison. Ils donnent ainsi un tableau pour différentes catégories de sol.

Type de sol	Coefficient de frottement f	Angle d'inclinaison maximum $\omega$
Argile et silt (sec)	0,25	10°
Argile et silt (humide)	0,30	12°
Argile sableuse	0,30-0,35	13°
Sable argileux	0,35-0,40	14°
Sable	0,40-0,50	14°
Gravier et gravier fin sans silt	0,50-0,55	15°
Rocher (avec surface rugueuse)	0,60	15°

**Tableau IV-1 Angle d'inclinaison recommandé pour une semelle (Elman et Terry, 1987)**

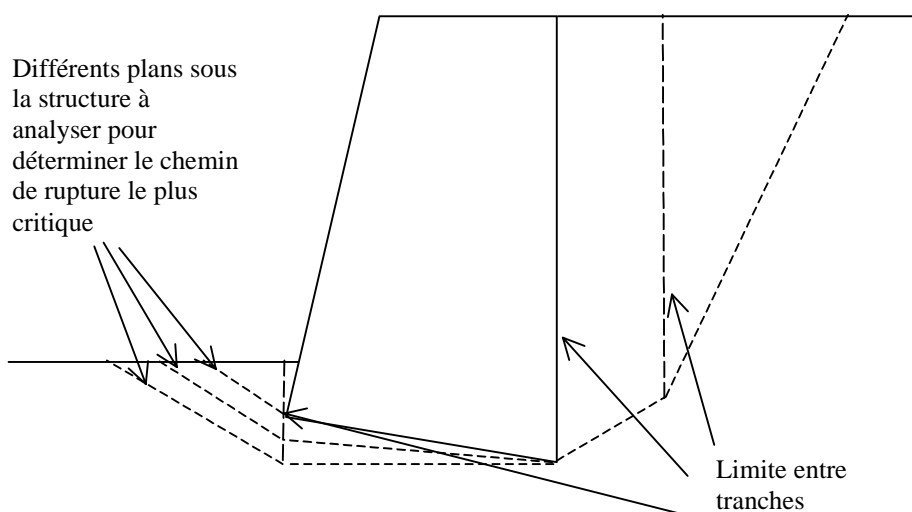
Notons que les coefficients de frottement indiqués dans ce tableau sont propres à ces auteurs et que l'on trouve d'autres propositions par ailleurs (voir le chapitre III de ce rapport).

### IV.2.3 Utilisation de la méthode des tranches

Il s'agit de la méthode recommandée dans le manuel de l'US Army Corps of Engineers (USACE, 1989).

Cette méthode s'adapte à la prise en compte des semelles inclinées, en considérant de nouvelles surfaces de rupture à optimiser.

On est amené ici à considérer des surfaces de rupture passant dans le sol. Pour un exposé plus détaillé sur la méthode des tranches, nous renvoyons par exemple à ce même document (USACE, 1989).



**Figure IV-3 Utilisation de la méthode des tranches pour une semelle inclinée d'après USACE (1989)**



### IV.3 Cas des baches

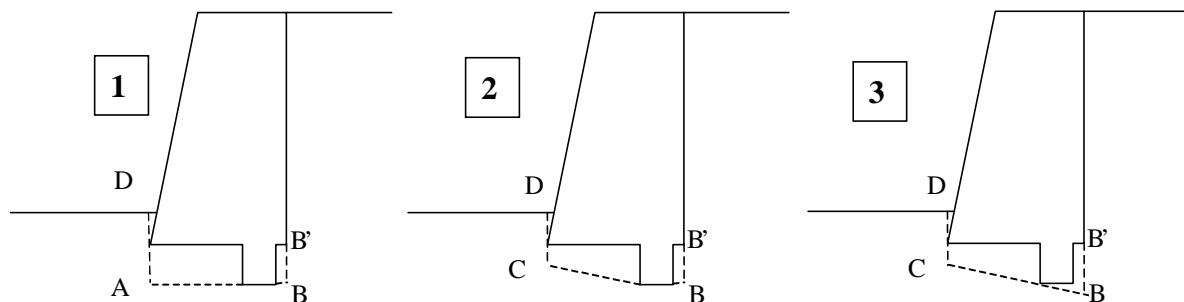
Elman et Terry (1987) rappellent les doutes exprimés par certains ingénieurs sur l'intérêt des baches. Selon Elman et Terry, les baches sont intéressantes seulement dans le cas où le sol de fondation est sec et très résistant.

#### IV.3.1 Méthode prenant en compte la présence de baches par l'augmentation du coefficient de frottement

Nous suivrons ici Philipponnat (1979). Cet auteur propose de remplacer  $\tan \delta$  par  $\tan \phi'$ , si la semelle est munie de baches.

#### IV.3.2 Méthodes prenant en compte la présence de baches par un supplément de butée

Les méthodes présentées dans les documents de Hong Kong (GEO, 1998) et de Grande-Bretagne (BSI, 1994) sont très semblables.



**Figure IV-4 Mécanismes de rupture pour une semelle avec bache d'après GEO (1998) et BSI (1994)**

L'étude du schéma de rupture 1 est commun aux documents du BSI et de Hong Kong.

Le document de Hong Kong détaille le plus les calculs à effectuer. Dans le cas 1, il faut intégrer dans le calcul de la force résistante la butée sur le segment vertical passant par A. Il faut différencier la partie de la force verticale qui, le long de la ligne AB, passera à travers le sol de celle qui passera à travers la bache. Il faut ensuite appliquer pour chacune de ces forces le coefficient de frottement adapté :  $\tan \phi'$  dans le sol ;  $\tan \delta$  entre la bache et le sol. On ajoute également la force de cohésion pour la partie de la ligne de rupture dans le sol.

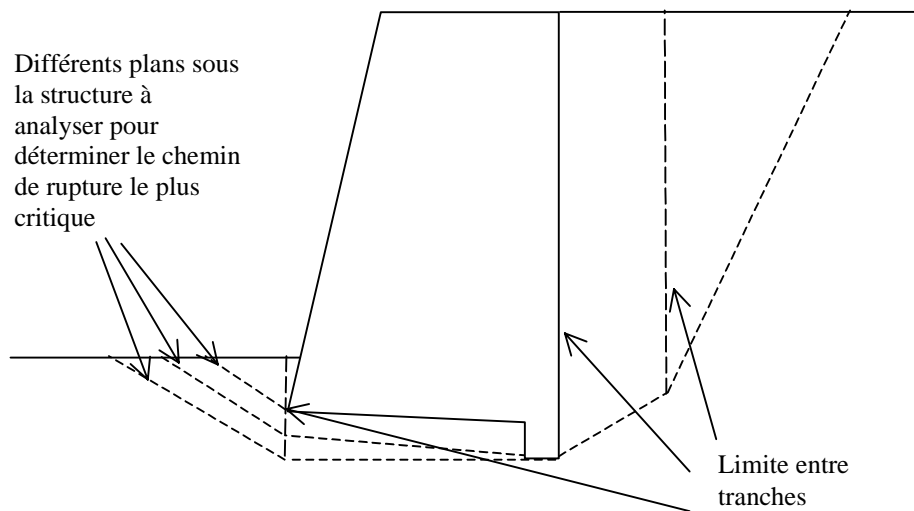
Le cas 2 est donné par la norme britannique. Il faut prendre en compte le supplément de poussée le long de BB'. Il faut optimiser la position du point C pour retenir le cas le plus défavorable.

Le cas 3 est donné par le document de Hong Kong. Le schéma proposé a été légèrement modifié ici pour corriger ce qui paraît être une erreur de dessin (page 108 de GEO, 1998). La démarche suivie est la même que pour les semelles inclinées (voir le paragraphe IV.2.1). Il faut par contre prendre en compte le supplément de poussée sur le segment BB'.

### **IV.3.3 Prise en compte des bèches par la méthode des tranches**

La méthode présentée par l'US Army Corps of Engineers (USACE, 1989) est semblable à celle présentée pour les fondations inclinées.

Le schéma ci-dessous la résume :



**Figure IV-5 Application de la méthode des tranches pour une semelle avec bêche**

#### IV.3.4 Position du manuel canadien (SCG, 1994)

Sans donner de schéma, le manuel canadien indique qu'une clavette de cisaillement peut être utilisée pour améliorer la stabilité du mur au glissement. Selon ce manuel, il faut prendre des précautions quand les sols de fondation sont pulvérulents (mais il ne précise pas lesquelles !). Il continue ensuite :

« L'effet de la clavette de cisaillement peut être double :

- assurer que la rupture par glissement se produise dans le sol ou le roc et non pas à l'interface avec la base de la semelle du mur de soutènement ;
- mobiliser la résistance de butée à partir de la profondeur de gel jusqu'à la base de la clavette, auquel cas le chargement de poussée doit être prolongé jusqu'à la base de la clavette.

La butée sur la clavette ne doit pas être considérée comme agissant simultanément avec la résistance au cisaillement le long de la base du mur. »

Cette dernière précision diverge notablement des recommandations des autres règlements en étant beaucoup plus sévère.

#### IV.3.5 Méthode prenant en compte la butée des bèches sous la semelle et l'effort de frottement à l'extérieur du cône de butée des bèches

##### IV.3.5.1 Présentation des caissons du port rapide du Havre et de leurs bèches

La méthode est présentée par Leroux (1992) dans le cas de caissons cylindriques utilisés pour le port rapide du Havre.

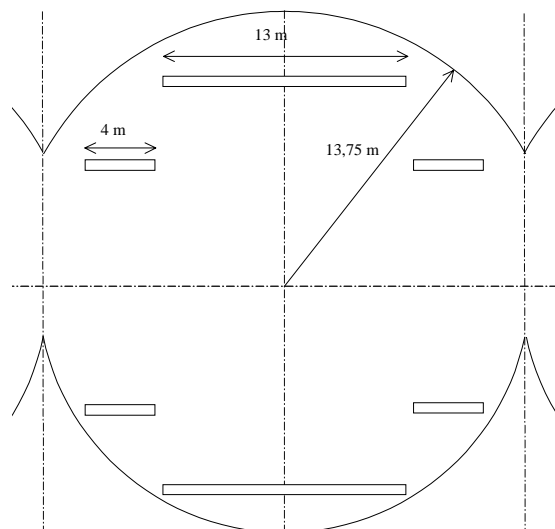
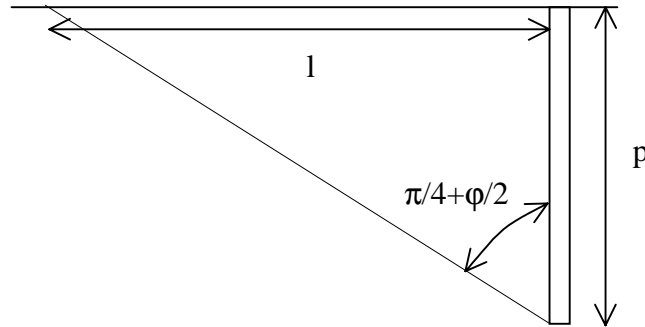


Figure IV-6 Bêches sous les caissons du port rapide du Havre (Leroux, 1992)

Les caissons ont pour hauteur 21,5 m. Les bèches ont 20 cm de profondeur. Le sol a été substitué sur une certaine hauteur par un matériau ayant un angle de frottement de 38°.

IV.3.5.2 *Prise en compte des bèches*



**Figure IV-7 Formation du cône de butée (Leroux, 1992)**

La force résistante maximale est prise égale à la somme de deux termes : l'effort de butée résistant et l'effort de frottement résistant. On désigne par  $L$  le linéaire de bêche,  $N$  l'effort vertical total sur la semelle et  $\sigma_v$  la contrainte verticale moyenne sur la semelle.

Le terme de butée est pris égal à :

$$H_b = \sigma_v \times K_p \times p \times L$$

où  $K_p$  est le coefficient de butée des terres.

Et le terme de frottement est écrit :

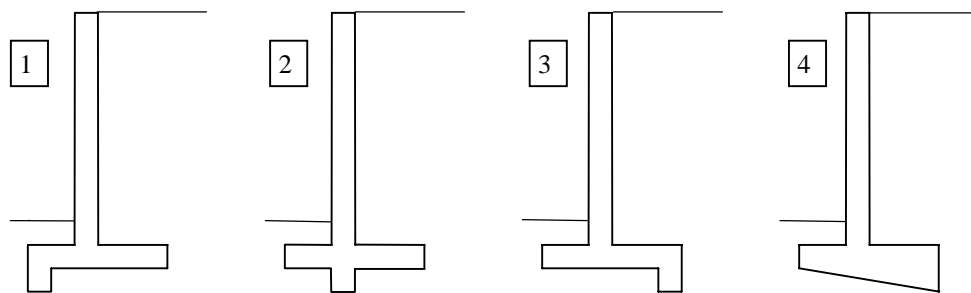
$$H_f = (N - \sigma_v \times l \times L) \times \text{tg}\left(\frac{3}{4}\varphi\right)$$

où  $l$  est la longueur du cône de butée ( $l = p \times \text{tg}(\pi/4 + \varphi/2)$ ), l'angle de frottement entre semelle et sol étant pris égal à  $\text{tg}(\frac{3}{4}\varphi)$ .

Ce calcul permet d'évaluer l'augmentation du coefficient de sécurité qui passe de 1,5 à 1,9. Toutefois, il faut être prudent quant au domaine de validité d'un tel calcul car, en doublant la profondeur des bèches (qui passerait de 20 cm à 40 cm), on aboutirait, en suivant le même raisonnement, à une résistance qui dépasserait  $N \times \tan\varphi$ .

### IV.3.6 Comparaison des différentes solutions dans le cas d'un mur cantilever

On se réfère aux travaux de Horvath (1991). L'auteur a réalisé une simulation numérique utilisant la méthode des éléments finis pour étudier la performance d'un mur de soutènement en comparant quatre variantes pour la forme de la semelle. Le logiciel utilisé était SSTIPNH, la version pour PC de SSTIPN (VPISU, 1979).



**Figure IV-8 Comparaison de différents types de semelle (Horvath, 1991)**

La hauteur du mur au-dessus de la semelle est de 20' (6,10 m), la largeur de la semelle vaut 12' (3,65 m) et le nu du mur est situé à 4' (1,22 m) de l'avant de la semelle. L'épaisseur du mur, de la semelle et de la bêche vaut 2' (61 cm). Dans le cas de la semelle inclinée, l'inclinaison vaut  $9,5^\circ$ . La simulation montre que les mouvements de translation et de rotation sont peu différents selon le type de semelle étudié, ceci pour un chargement allant jusqu'à la pression des terres au repos.

Pour des chargements encore plus importants (2 à 2,5 fois), la différence de comportement devient plus sensible entre les différentes configurations. Le meilleur résultat est obtenu par la semelle inclinée (cas 4) et ensuite par la semelle avec la bêche au talon (cas 3). Vient après la semelle avec la bêche sous la partie verticale du mur (cas 2), puis la semelle plane (non représentée sur la figure) et enfin la semelle avec la clé au pied du mur (cas 1).

L'auteur explique ses résultats par le fait que les règlements sous-estiment le frottement à la base du mur, alors que ses simulations numériques ont été réalisées avec un angle de frottement réaliste ( $\delta=24^\circ$ ) ce qui correspond à un coefficient de frottement de 0,45.

#### IV.4 Augmentation de la rugosité de la semelle

##### IV.4.1 Position du document allemand EAU (1990)

Cette possibilité est envisagée par le document allemand EAU (1990).

Il indique, au sujet des ouvrages en caisson, que le danger de glissement peut être réduit à un coût raisonnable en utilisant une surface inférieure en dents de scie ou rendue rugueuse. Il faut alors adapter le degré de rugosité à la taille moyenne des grains du matériau de fondation.

Alors, si la surface inférieure du béton est rendue rugueuse de cette manière, on peut supposer que l'angle de frottement entre le béton et le sol de fondation est égal à l'angle de frottement  $\varphi$  du matériau, au lieu des  $2/3$  de  $\varphi$ .

	Interface lisse	Interface de rugosité adaptée au matériau de fondation
Valeur de l'angle de frottement béton/sol	$2/3 \varphi (*)$	$\varphi (*)$

(\*) l'angle interne  $\varphi$  est l'angle de frottement interne du sol en état de glissement, qui est l'angle de frottement résiduel dans une expérience de cisaillement direct (figure III.3).

**Tableau IV-2 Prise en compte d'une rugosité adoptée par l'EAU (1990)**

On rappelle le choix de  $K_0 = 1 - \sin \varphi$  pour la poussée des terres.

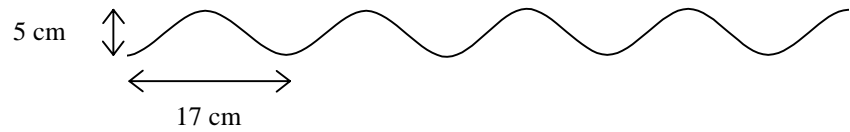
##### IV.4.2 État de l'art japonais

D'après le rapport établi par l'AIPCN (PIANC, 1995), les Japonais utilisent plusieurs techniques pour augmenter le coefficient de frottement : des ondulations (*corrugations*) ou des plots (*dowels*).

Dans le cas des ondulations, il est recommandé que la profondeur des ondulations soit de l'ordre de 2 fois la taille des cailloux présents à la surface du massif de soubassement.

##### IV.4.3 Exemple du prolongement de la jetée ouest du port de Dieppe

Pour le prolongement de la jetée ouest du port de Dieppe, il a été effectué des essais de friction avec des blocs dont la surface inférieure était lisse ou ondulée (voir la figure ci-après).



**Figure IV-9 Ondulations de la semelle des caissons pour le prolongement de la jetée ouest du port de Dieppe**

Des essais ont eu lieu à Calais (LRPC, 1990 a). Le bloc de béton utilisé possédait sur l'une de ses faces les ondulations figurant sur la figure précédente (l'autre face étant lisse) ; il avait une longueur de 2,51 m, une largeur de 0,915 m et une hauteur de 0,58 m. Il était posé sur une plate-forme en graves de mer 20/80 mm. Le déplacement du bloc a lieu parallèlement à sa longueur.

D'autres essais ont été réalisés au Havre par le Laboratoire Régional Nord - Pas de Calais (LRPC, 1990 b). Le bloc est identique à celui utilisé à Calais. Il est posé sur une plate-forme de 10 m sur 6 m et de 0,60 m d'épaisseur en cailloux concassés (grave de mer concassée) 0/80 mm.

De la lecture de ces documents, on présume que ces essais ont été réalisés à sec.

Contrainte normale moyenne (kPa)			Angle de frottement maximal (°)		
Cailloux concassés	Grave de mer	Grave de mer	Béton ondulé	Béton ondulé	Béton lisse
Béton ondulé	Béton ondulé	Béton lisse	cailloux concassés	grave de mer	grave de mer
14,21	14,21	14,21	36,3	44,7	38,3
35,54	35,54		28,5	38,3	
56,87	56,87	54,20	30,6	34,3	33,1
78,84	77,99		25,1	29,9	
99,53	96,63	91,2	23,4	30,9	29,0
116,60	115,00		21,4	29,3	
127,30	133,60		22,4	28,3	

**Tableau IV-3 Angle de frottement maximal pour diverses valeurs de la contrainte normale moyenne avec un bloc de béton ayant une base ondulée ou lisse (LRPC, 1990 a, b)**

On note ici que l'angle de frottement a une valeur plus élevée pour une faible contrainte normale ; cet angle diminue quand la charge augmente. Pour les contraintes correspondant à l'ELS ( $8 \text{ t/m}^2$ ) et à l'ELU ( $10,5 \text{ t/m}^2$ ), les valeurs de l'angle sont respectivement environ  $25^\circ$  et  $23,3^\circ$  pour les cailloux concassés. Cette évolution du frottement en fonction de la contrainte normale est à l'inverse de ce qui a été relevé par Ciortan (1994) (voir le chapitre III.3). Globalement, les valeurs mesurées paraissent faibles pour le bloc en béton ondulé sur cailloux concassés.

Si le déplacement nécessaire pour atteindre le pic peut atteindre une dizaine de centimètres, pour atteindre 90% du pic, il suffit d'un déplacement de moins de 5 cm.

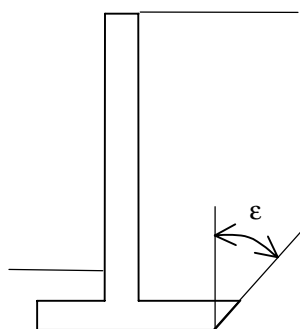
La différence de frottement entre béton lisse et béton ondulée s'avère faible pour les pressions normales de l'ordre des pressions pour l'ouvrage en condition de service, nettement plus faible que lors de certaines mesures de laboratoires (voir les données recueillies par Kulhawy et Peterson, 1979, au chapitre III.3). On peut aussi se poser la question de l'adaptation de ces ondulations à la taille des grains.

Notons que dans ces expériences, la profondeur des ondulations peut sembler un peu faible par rapport à la taille des cailloux, compte tenu de ce qui est préconisé par l'état de l'art japonais (voir le paragraphe précédent).

#### ***IV.5 Autres dispositions constructives proposées***

##### **IV.5.1 Semelle à talon incliné**

Elman et Terry (1988) considèrent que les forces de poussée qui s'exercent sur le talon de la semelle d'un mur cantilever sont sans influence sur la résistance au renversement à cause du faible bras de levier. Par contre, elles ont un effet sensible lors de la vérification au glissement. Ainsi les auteurs évaluent-ils à 0,15 la fraction de l'effort horizontal due aux forces sur le talon, compte tenu du fait que l'épaisseur de la base est rarement inférieure à 10% de la hauteur du mur. Aussi la réduction de cet effort serait-elle tout à fait avantageuse. A cet effet, ils proposent d'incliner le talon de la semelle, comme l'indique la figure ci-après.



**Figure IV-10 Semelle à talon incliné**



Ces auteurs calculent ensuite la valeur de  $\varepsilon$  permettant d'annuler l'effort de poussée sur le talon, puis la réduction de l'effort de poussée sur le talon pour  $\varepsilon=45^\circ$ .

Angle de frottement interne du sol	Angle $\varepsilon$ qui annule la poussée
20°	70°
25°	65°
30°	60°
40°	50°
50°	40°
60°	30°

Angle de frottement interne du sol	Pourcentage de réduction de l'effort de poussée sur le talon ( $\varepsilon=45^\circ$ )
20°	73%
30°	94%
40°	98%

Notons que ces résultats ont été vivement contestés par Long (1990), qui propose par une autre méthode de calcul les valeurs suivantes pour la réduction de la poussée :

Angle de frottement interne du sol	Pourcentage de réduction de l'effort de poussée sur le talon ( $\varepsilon=45^\circ$ )
20°	13%
30°	13%
40°	11%

Il est difficile de trancher entre ces avis, fondés sur le même genre de méthodes de calcul appliquées légèrement différemment. On peut suggérer ou le recours à l'expérience ou le recours à d'autres approches théoriques plus rigoureuses comme le calcul à la rupture ou les éléments finis.

#### IV.5.2 Autres modifications du profil du mur tendant à diminuer l'effort de poussée

Li (1990) signale diverses pratiques chinoises (avec des références en chinois) pour diminuer l'effort de poussée.

Il ne donne malheureusement aucune indication sur les méthodes de calcul permettant d'estimer la diminution de poussée pour ces types d'ouvrages.

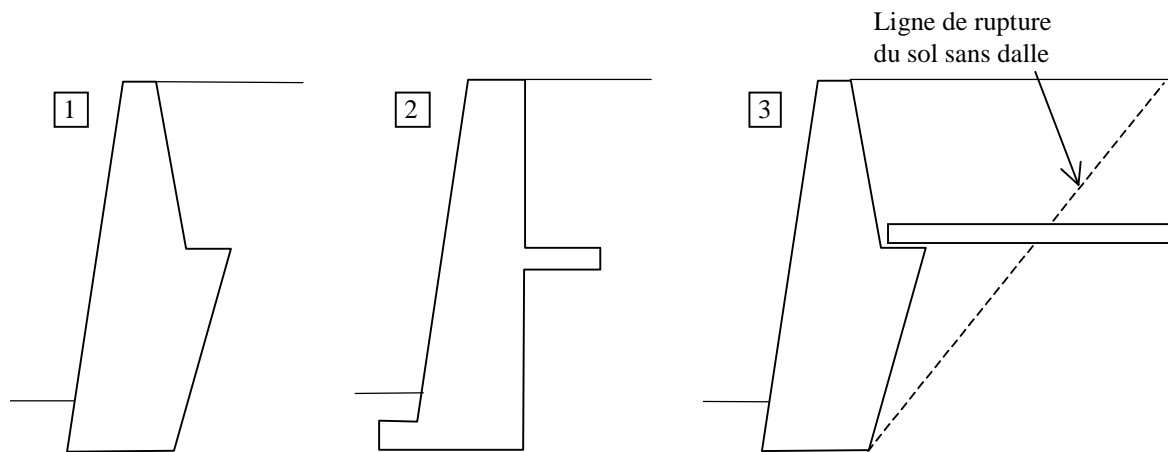
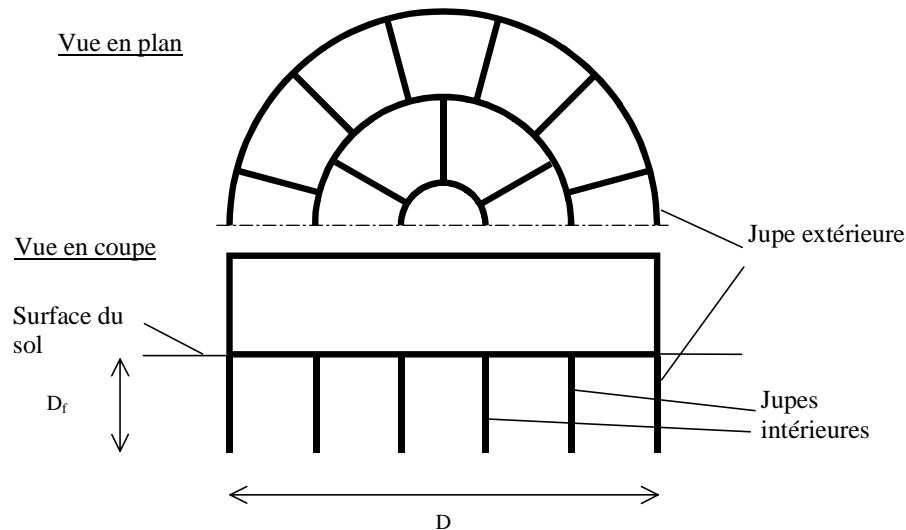


Figure IV-11 Mur sur le mur (1), dalle de structure (2), mur-dalle (3)

#### IV.6 Proposition de prise en compte de jupes dans le cas de structures offshore

Dans le cas de structures gravitaires offshore, il est courant de munir de jupes la base de la semelle. Ces jupes ont notamment pour rôle de s'opposer aux affouillements, de permettre une certaine résistance à la traction et de réduire le risque de glissement (voir la figure ci-après). On voit qu'il peut y avoir matière à analogie avec le sujet des ouvrages poids portuaires. Mais leur prise en compte dans le calcul n'est pas évidente.



**Figure IV-12 Exemple de jupes d'une plateforme gravitaire (d'après Tani et Craig, 1995)**

Des travaux ont porté sur le cas d'argile normalement consolidée ou légèrement surconsolidée (Tani et Graig, 1995). Ils supposent que la résistance non drainée  $C_u$  peut s'écrire comme une fonction affine de la profondeur  $z$  dans le sol :

$$C_u = C_0 + k.z$$

Avec  $z$  la profondeur depuis le niveau du sol,  $k$  un coefficient caractérisant la variation de  $C_u$  en fonction de  $z$  et  $C_0$  la valeur de  $C_u$  à la surface du sol.

Les auteurs proposent alors de remplacer dans le calcul la fondation avec la jupe par une fondation sans jupe mais sur un sol de cohésion non drainée  $C_u = C_0 + k.D_f$  où  $D_f$  est la profondeur de la jupe. La comparaison avec des essais en centrifugeuse a été effectuée et la convergence des résultats a été jugée satisfaisante (surestimation de 6 à 17%). Mais il faut noter que le modèle réduit n'était soumis qu'à un effort vertical.

Ce type de modélisation a été repris ultérieurement pour des chargements complexes (force verticale, force horizontale et moment) par Bransby et Randolph (1998). Ces auteurs signalent aussi que la simplification proposée est d'autant meilleure que la profondeur de la jupe  $D_f$  est petite devant le diamètre  $D$  de la fondation et qu'il faut s'en tenir à  $D_f/D \leq 0,3$ .

#### IV.7 Conclusion sur les dispositions constructives

Nous avons vu les dispositions finalement assez variées qui ont pu être proposées :

- inclinaison de la semelle
- installation d'une bêche
  - sous le pied
  - sous le mur
  - sous le talon

Ces dispositions ont pour but d'améliorer la résistance du mur au glissement.

Nous avons signalé plus rapidement certaines dispositions proposées pour diminuer l'effort de poussée sur le mur :

- semelle à talon incliné
- mur sur le mur
- dalle de structure
- mur-dalle.

Il faut constater l'absence de consensus sur l'effet des dispositions constructives dont l'étude est abordée par des moyens très variés suivant les auteurs. L'absence de résultats expérimentaux se fait aussi durement ressentir pour trancher entre les différents points de vue.

Il faut signaler encore la comparaison des diverses solutions pour améliorer la résistance du mur au glissement faite par Horvath (1991). Cette étude utilise un modèle aux éléments finis. Elle conclut à une certaine supériorité de la bêche au talon et de la semelle inclinée (qui peut poser le problème d'un surcroît de matériau) : ces dispositions réduisent le mouvement de translation et de rotation du mur. Cette supériorité se manifesterait pour des poussées des terres nettement supérieures à la pression au repos. L'intérêt serait donc sensible surtout lors de circonstances exceptionnelles (liquéfaction du remblai, sollicitation sismique).

Enfin, les suggestions relatives à l'utilisation d'une surface inférieure du caisson en dents de scie ou ondulée ou rendue rugueuse paraît très intéressante au vu de certaines expériences de laboratoire, mais les seuls essais à grande échelle que nous avons pu examiner (pour le prolongement de la jetée ouest du port de Dieppe) donnent une faible augmentation de l'angle de frottement de 2° seulement.

Signalons encore que le document de l'AIPCN (PIANC, 1995) fait allusion à d'autres méthodes utilisées par les ingénieurs japonais pour augmenter le frottement à la base ; outre les ondulations déjà étudiées à l'occasion du port de Dieppe, il s'agit de plots (*dowels*), et aussi la mise en place d'un matelas de caoutchouc (*rubber*) ou d'asphalte. Il s'agit d'ajouter une adhérence plutôt que d'augmenter le coefficient de frottement.

## V Prise en compte des sollicitations cycliques sur la résistance au glissement

Les digues verticales sont soumises à des chargements cycliques importants dus à l'impact des vagues. La question de l'effet des chargements cycliques sur les fondations superficielles d'ouvrages maritimes a suscité des travaux assez tôt, notamment pour les plates-formes offshore gravitaires ou pour des ouvrages exceptionnels dans des conditions de fondations délicates comme dans le cadre du projet Delta aux Pays-Bas.

Parallèlement, l'étude en laboratoire du comportement cyclique des sols s'est développé et constitue toujours un sujet de recherche actif. Plus récemment, on a vu le développement de l'étude du comportement cyclique de l'interface sol/structure.

Dans ce chapitre, nous traiterons de l'influence des sollicitation cycliques subies par l'ouvrage sur le comportement du sol de fondation. Cette influence se traduit par un développement des pressions interstitielles, qui est défavorable à la bonne tenue des ouvrages.

### V.1 Expériences hollandaises

On se réfère à des travaux réalisés au laboratoire de mécanique des sols de Delft (Heins et de Leeuw, 1977). Ces travaux expérimentaux ont été réalisés dans la perspective de construire une digue de 5 km au total dans le cadre du projet Delta. Le sol est constitué de sable souvent lâche (indice de densité descendant fréquemment en dessous de 50%). On craignait donc des risques de liquéfaction.

#### V.1.1 Présentation de l'expérience

L'expérience a porté sur un caisson de 15 m sur 27,7 m de base et de 10 m de haut avec une masse de 1785 t (poids non déjaugé). Le caisson a été placé dans 7 m d'eau. Le sol était instrumenté. La pression de contact au niveau du sol était d'environ 33 kN/m<sup>2</sup>. L'effort horizontal était appliqué par six vérins hydrauliques à partir d'un autre caisson de dimensions plus importantes (15 m sur 45 m).

La force appliquée était la somme d'une partie statique, représentant la force due à une différence de niveau d'eau, et une partie cyclique, représentant l'action de la houle.

## V.1.2 Résultats

### V.1.2.1 Essais réalisés sur site vierge

On donne les résultats de deux tests « statiques », où la force appliquée est constante. Le premier effectué en tout début des essais avec l'application accidentelle d'une force de 7500 kN pendant un temps très court (2 secondes) et le deuxième en fin des essais avec application d'une force de 9000 kN (pendant un temps de l'ordre de 10 à 20 s).

		Essai 1	Essai 2
Force appliquée		7500 kN ? ? *	9000 kN
Déplacement horizontal max		60 mm	25 mm
Déplacement horizontal permanent		30 mm	8 mm
Déplacement vertical		10 mm	1 mm
Déplacement vertical permanent		10 mm	1 mm
Variation transitoire de la pression interstitielle	à 0,75 m de profondeur	-25, + 20 (kPa)	-50, + 12 (kPa)
	à 2 m	- 27, + 10 (kPa)	
	à 4 m	- 22, + 7 (kPa)	
	à 18 m	- 4, + 1 (kPa)	- 5, +1 (kPa)

\* Incertitude sur la mesure à cause de la très grande vitesse d'application de la force

**Tableau V-1 Résultats d'essais (Heins et de Leeuw, 1977)**

On note que le rapport force horizontale sur force verticale vaut 0,48 dans l'essai 1 et 0,58 dans l'essai 2 soit un angle de la résultante de 25,8° dans le premier cas et de 30° dans le second cas.

La différence de comportement entre les deux essais (les déplacements sont nettement plus faibles dans le deuxième essai) est attribuée principalement à la densification du sol. Pour ce qui est de la différence de comportement entre les pressions interstitielles, elle peut être attribuée à la force appliquée plus grande dans le deuxième essai ainsi qu'au tassement.

D'autre part, entre les deux essais que nous venons de présenter, il a été procédé à un programme d'essais cycliques avec des forces appliquées variant de :

Étape 0	450 kN	à	- 50 kN
Étape 1	900 kN	à	- 100 kN
Étape 2	1800 kN	à	- 200 kN
Étape 3	2700 kN	à	- 300 kN
Étape 4	3600 kN	à	- 400 kN
Étape 5	4500 kN	à	- 500 kN

*V.1.2.2 Essais réalisés sur site densifié*

Une autre série d'essais a été effectuée avec les mêmes équipements sur un site où le sable a été préalablement densifié jusqu'à une densité de 0,7 et le caisson lui-même était posé sur une couche d'appui de 1,20 m.

A la fin des essais, on a cherché la force nécessaire pour déplacer le caisson. Le chargement cyclique entre 4000 et 9000 kN (fréquence 1/3 Hz) (la courbe représentant la variation de la force a l'allure d'une sinusoïde qui serait constituée d'une suite de segments de droite) était insuffisant pour entraîner le déplacement du caisson.

On est ensuite passé à un chargement variant entre 6000 et 9000 kN (fréquence 1/3 Hz). Au bout de 40 cycles, le caisson a commencé à bouger. Le déplacement était de 6,6 mm par cycle. Après 12 cycles supplémentaires la variation de pression interstitielle sous le caisson a chuté à 10% de sa valeur initiale et le déplacement a atteint 15,5 mm par cycle.

Les auteurs ne proposent malheureusement pas d'explication de cette chute de la variation de pression interstitielle.

De l'observation de l'évolution des pressions en fonction de la profondeur, les auteurs déduisent que le mouvement est concentré dans une couche superficielle.

Ces essais mettent en évidence l'effet des conditions de drainage et du mode d'application de la force (part statique, partie cyclique).

## V.2 Données expérimentales au laboratoire sur le comportement cyclique des interfaces

Des études sur le comportement cyclique de l'interface sol-structure ont été menées grâce à :

- La boîte de cisaillement direct (Desai et al., 1985), (Sharour et al., 1992), (Rezaie, 1994), (Sharour et Rezaie, 1997)
- L'appareil de cisaillement simple (Uesugi et al., 1989)
- L'appareil de cisaillement tridimensionnel (Fakharian et Evgin, 1993, 1997)
- L'appareil de cisaillement simple annulaire (Lerat, 1996)

Selon les résultats de Uesugi et de ses collaborateurs (Uesugi et al., 1989), (Uesugi et Kishida, 1991), le cisaillement maximal en cyclique est voisin du cisaillement obtenu en chargement monotone, pour le même déplacement au niveau de l'interface ( $2\lambda$  pour le déplacement dans le cas du chargement monotone si le déplacement cyclique oscille entre  $-\lambda$  et  $\lambda$ ). Les expériences de ces auteurs ont été conduites avec des déplacements importants supérieurs au déplacement qui permet d'atteindre la résistance maximale (résistance de pic).

Les travaux récents de Fakharian et Evgin (1997) montrent, eux, que si le déplacement cyclique est trop petit pour atteindre le pic, on obtient au bout d'un certain nombre (par exemple 12) de cycles le pic, puis le comportement devient radoucissant, c'est à dire que la résistance diminue (il s'agit de cycles de déplacements d'amplitude constante).

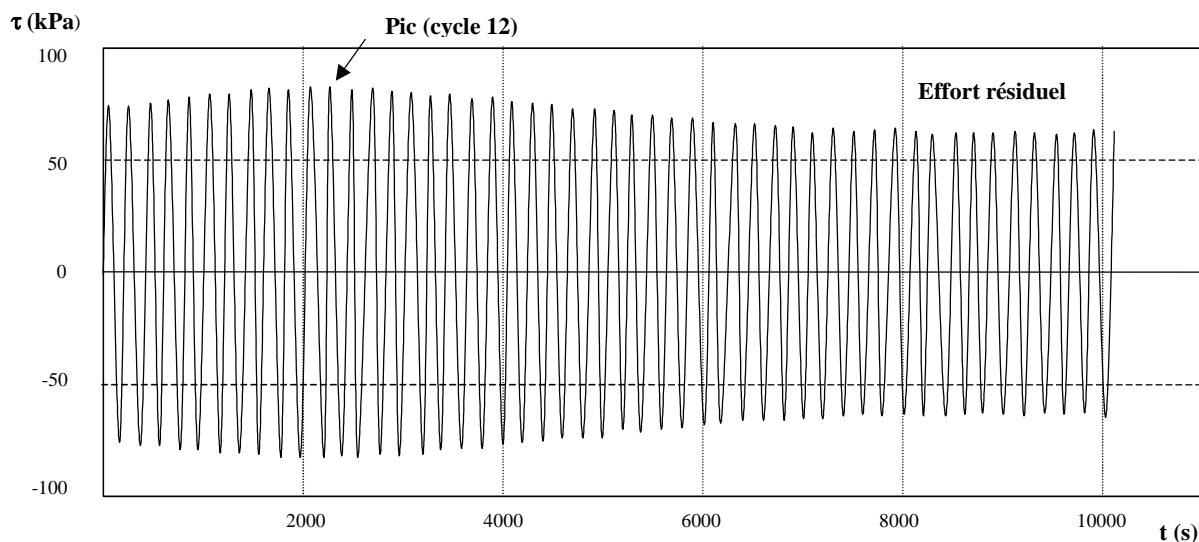


Figure V-1 Exemple de comportement cyclique radoucissant (Fakharian et Evgin, 1997)

Si la résistance continue à augmenter avec le nombre de cycles, on parle au contraire de comportement durcissant. Le tableau ci-après résume le caractère durcissant ou radoucissant constaté lors de diverses expériences.

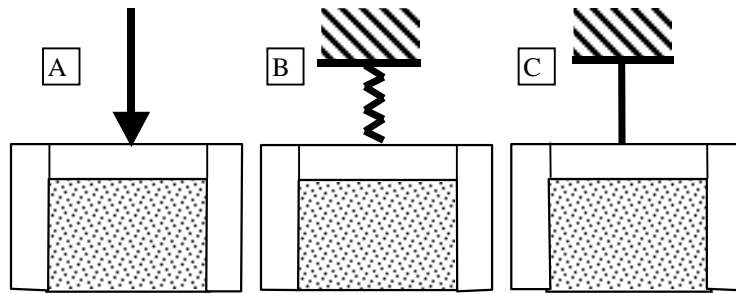


Référence	Type d'appareil	Type de condition	Matériau	Interface	Caractère radoucissant ou non
Desai et al., 1985	Proche de la boîte de cisaillement direct modifiée	Effort normal constant	Sable lâche Id=15%	béton	Nettement durcissant
			Sable dense Id=80%	béton	Faiblement durcissant
Sharour et al., 1992	boîte de cisaillement direct modifiée	Effort normal constant	Sable lâche	Acier rugueux	Comportement durcissant
			Sable dense	Acier rugueux	Radoucissant
Fakharian et Evgin, 1993	Appareil de cisaillement tridimensionnel pour les interfaces	Effort normal constant	Sable dense	Acier rugueux	Faiblement durcissant
			Sable lâche	Acier rugueux	Durcissant
Uesugi et al., 1989	Appareil de cisaillement simple	Effort normal constant	Sable de Seto Id de 87% à 97%	Acier rugosité normalisée <0,03	Durcissant
				Acier rugosité normalisée <sup>18</sup> >0,04	Radoucissant
Shahrour et Rezaie, 1997	Boîte de cisaillement direct modifiée	Effort normal constant	Sable dense Id=90%	Acier rugueux	Radoucissant
			Sable lâche Id=15%	Acier rugueux	Durcissant
			Sable dense Id=90%	Acier lisse	Radoucissant
			Sable lâche Id=15%	Acier lisse	Durcissant
		Déplacement normal nul	Sable dense Id=90%	Acier rugueux et acier lisse	Très forte diminution de l'effort de cisaillement
			Sable lâche Id=15%	Acier rugueux et acier lisse	Très forte chute de l'effort de cisaillement, avec une vitesse accrue pendant les premiers cycles
Fakharian et Evgin, 1997	Appareil de cisaillement tridimensionnel pour les interfaces	Effort normal constant	Sable dense Id=88%	Acier rugosité normalisée 0,041	Durcissant puis radoucissant
		Condition à la limite à raideur constante			Nettement radoucissant, avec une vitesse élevée dans les premiers cycles
Lerat, 1996	Appareil de cisaillement simple annulaire	Déplacement normal nul	Sable dense Id=88%	Acier lisse	Comportement radoucissant
			Sable lâche Id=20%	Acier lisse	Comportement radoucissant plus marqué
			« Gravier » 14-10 Id=67%	Acier très rugueux	Comportement radoucissant

**Tableau V-2 Caractère radoucissant ou non sous sollicitation cyclique selon divers essais**

Pour analyser ces divers résultats, il faut faire une première distinction entre les conditions mécaniques de réalisation de ces essais.

<sup>18</sup> La rugosité est définie comme la moyenne de l'écart maximal de hauteur de la surface considérée, mesuré sur une longueur de jauge (qui peut être prise égale au D<sub>50</sub>). Cette rugosité est ensuite normalisée en divisant par le D<sub>50</sub> du matériau granulaire.



**Figure V-2 Réalisation d'essais de cisaillement : A : effort normal imposé, B : raideur constante, C : déplacement vertical nul**

On voit que les conditions aux limites à déplacement vertical nul ou même à raideur constante conduisent à un comportement radoucissant.

Pour les conditions aux limites avec effort normal imposé, ce qui correspond beaucoup plus aux conditions de fonctionnement des ouvrages-poids, la situation est plus complexe. Il apparaît toutefois que les sables denses ( $I_d$  supérieur à 80~85%) ont un comportement radoucissant ou faiblement durcissant alors que les sables lâches (ici  $I_d$  compris entre 15 et 20%) sont nettement durcissants.

Ces questions sont à relier avec les aspects de vieillissement traités au chapitre VI.

Rappelons aussi que la plupart des essais analysés ici sont des essais acier/sol et non béton/sol.

On note également que la tendance au comportement durcissant dans le cas d'un sol lâche et d'un comportement plutôt radoucissant dans le cas d'un sol dense observé en laboratoire est compatible avec les observations à grande échelle par le Laboratoire de mécanique des sols de Delft ; notamment, la différence de frottement entre l'essai initial et l'essai final sur le site vierge montre un comportement nettement durcissant.

### V.3 Risque de liquéfaction et de glissement pour les plates-formes gravitaires

Le Tirant (1979) évoque le risque de liquéfaction du sol pendant les tempêtes pour des ouvrages offshore de type gravitaire. Dans les sables, l'augmentation de la pression interstitielle en absence de drainage a pour conséquence une diminution de la pression effective. A la limite, le sable finit par se comporter comme un liquide et perd sa résistance au cisaillement (phénomène de liquéfaction).

Il est intéressant de noter que lors de l'augmentation de la pression interstitielle, la rupture de la fondation par glissement peut intervenir par glissement bien avant que le sable ne se liquéfie.

- L'auteur donne un exemple de calcul numérique pour une plate-forme exerçant sur son radier de 93 m de diamètre, une force verticale minimale de 150 000 t, une force horizontale due aux vagues de tempête de 50 000 t, avec un facteur d'augmentation de 1,3, un angle de frottement interne de 35° et un angle de frottement entre sable et radier de 30°. Dans le cas où la pression interstitielle se dissipe, le facteur de sécurité au glissement est de 1,34.
- Dans le cas où la pression interstitielle augmente pendant une tempête de 6 heures avec une vague maximale de 25 m d'amplitude, le calcul donne une surpression interstitielle de  $u_{\max} = 0,3 \text{ à } 0,4 \sigma_v$ . La pression effective vaut alors  $\sigma'_v = \sigma_v - u_{\max} = 0,6\sim 0,7 \sigma_v$ . Le facteur de sécurité tombe à 0,90.

Ce calcul est fondé sur une évaluation de l'augmentation de la pression interstitielle sous la fondation qui est supposée dépendre linéairement du nombre de cycles pendant la tempête. Cette dépendance résulte d'essais sur des sables denses non drainés ( $I_d=90\%$ ).

#### **V.4 Travaux réalisés sur les digues verticales dans le cadre du projet MAST III/PROVERBS**

Des recherches ont été effectuées par l'Institut Norvégien de Géotechnique dans le cadre du projet européen MAST III. Les résultats de ces travaux sont très largement utilisés dans le rapport final de MAST III/PROVERBS Volume II B (Geotechnical aspects). Un chapitre particulier y est consacré aux problèmes liés aux chargements cycliques. Ce chapitre est intitulé « degradation and residual pore pressure » (Kvalstad et de Groot, 1999).

Dans ce chapitre, les auteurs rappellent la problématique et fournissent divers éléments pratiques.

##### **V.4.1 Détermination des charges de tempête**

C'est la première étape. Les histoires de tempêtes à prendre en compte dépendent des conditions météorologiques locales. Un profil de tempête sur 42 heures est recommandé par le Norwegian petroleum directorate (1987) et est rappelé dans (Kvalstad et De Groot, 1999). Ce profil donne l'évolution au cours du temps de la hauteur significative sur la hauteur significative maximale.

On rappelle que la hauteur significative notée en général  $H_{1/3}$  est la hauteur moyenne du tiers des vagues ayant la plus grande hauteur (par exemple, voir Goda, 2000). C'est donc un paramètre statistique caractérisant un état de mer. La hauteur significative maximale est ici la hauteur significative maximale atteinte au cours d'une tempête.

Il faut relier aussi la période moyenne de la houle et la hauteur significative à un instant donné. Puis, il faut donner pour la durée de la tempête le nombre de vagues pour chaque hauteur en prenant en compte la période.

Enfin, l'effet de chaque hauteur de vague est obtenu en utilisant la méthode de Goda (1985). Cette méthode permet de déterminer la répartition des pressions horizontales engendrées par un type de vagues sur une paroi en fonction de la cote. Le cas des vagues déferlantes doit être traité séparément ; la prise en compte du déferlement par d'autres méthodes peut aboutir à une force supérieure à celle que donne la méthode de Goda.

##### **V.4.2 Détermination du comportement dynamique de la structure**

Les solutions élastiques (avec une modélisation élastique du sol) sont calculées avec des raideurs, des masses et des paramètres d'amortissement. Une approche avec des ressorts à raideur non linéaire est aussi possible. On utilise un modèle des « auges » (*trough model*), dans lesquelles les propriétés du sol sont homogènes. On peut ainsi déduire l'évolution de la raideur des ressorts en fonction des paramètres géométriques et du rapport de chargement  $F_h/F_{hult}$ .  $F_{hult}$  est la valeur ultime de la force horizontale  $F_h$  qui conduit à la ruine de la structure.

Pour les argiles, la méthode de l'accumulation des déformations permet de calculer l'effet du chargement cyclique sur la raideur.

Pour les sables, la méthode de l'accumulation de la pression interstitielle permet de calculer l'élévation de cette pression interstitielle pendant le chargement cyclique. Il faut mener simultanément une analyse de la dissipation de cette surpression. La complexité du problème empêche une normalisation complète des méthodes de conception.

Ces méthodes permettent de déterminer l'évolution des raideurs du sol et donc l'évolution du comportement dynamique de la structure.

### **V.4.3 Méthodes de calcul de la pression interstitielle résiduelle et de la dégradation de la résistance**

L'élévation de la pression interstitielle va diminuer la force de contact effective à l'interface et donc réduire la force horizontale que peut supporter cette interface. C'est pourquoi il convient d'examiner la possibilité de développement des surpressions interstitielles au niveau du soubassement.

#### *V.4.3.1 Apparition de la surpression interstitielle*

La tendance au développement de surpression interstitielle et la vitesse de dissipation de la pression interstitielle va dépendre des caractéristiques des sables :

- répartition granulométrique,
- forme des grains,
- indice de densité,
- perméabilité,
- compressibilité,
- conditions de drainage aux limites.

Le développement des pressions interstitielles dépend aussi de l'importance de la vague de projet et de la tempête de projet.

Les sables peuvent être partiellement drainés durant un simple cycle de chargement. L'importance du drainage durant un cycle peut être estimée par les diagrammes (voir le paragraphe suivant). Si le sable a un comportement dilatant et si l'on considère l'effet favorable de la surpression interstitielle négative, l'effet du drainage doit être évalué soigneusement et en aucun cas surestimé.

#### *V.4.3.2 Méthode proposée pour la phase de faisabilité*

Les auteurs suggèrent l'emploi d'une série de diagrammes donnant la surpression interstitielle pour une tempête type.

Ces diagrammes ont été établis pour :

- deux types de sol : un sable fin moyennement dense et un sable limoneux très dense ;
- des rapports effort de cisaillement (variable) sur contrainte verticale (préalable à l'application des cycles de contraintes de cisaillement) variés (de 0,09 à 0,16 dans le cas du sable moyennement dense et de 0,20 à 0,50 dans le cas du sable limoneux très dense).

#### *V.4.3.3 Méthodes proposées pour la phase de conception préliminaire*

Une première méthode considère le matériau sableux comme non drainé. On détermine l'accumulation de pressions interstitielles en utilisant un historique de tempête (succession des vagues) juste avant la vague maximale.

On calcule ensuite les contraintes effectives juste avant cette vague maximale en soustrayant les surpressions accumulées et les surpressions instantanées aux valeurs des contraintes effectives avant la tempête qui sont dues au poids du sol et des caissons. On vérifie enfin que la vague maximale peut être supportée.

La deuxième méthode prend en compte le drainage. On évalue le temps caractéristique  $T_c$  de drainage en utilisant la distance caractéristique de drainage. On prend alors en compte un nombre de vagues pertinent  $N=T_c/T$ , avec  $T$  la période des vagues.

On procède ensuite de manière itérative avec des essais successifs de valeurs de paramètres de déformation moyenne et cyclique suivant une méthode proposée par Andersen et Lauritzen (1988). Cette méthode assez complexe devrait pouvoir être simplifiée si l'on se limite à l'étude de la condition de glissement.

### ***V.5 Conclusion sur les sollicitations cycliques***

Dans ce chapitre, nous avons traité des sollicitations cycliques de la semelle de fondation engendrées par les efforts cycliques transmis par l'ouvrage.

Il convient de distinguer les comportements drainé et non drainé du sol.

Dans le cas du comportement drainé, la condition de glissement va être affectée par les sollicitations cycliques. Les expériences de laboratoire avec un effort normal (vertical pour les ouvrages poids) constant montrent que l'interface avec les matériaux lâches présente un caractère durcissant alors qu'avec les matériaux denses, l'interface peut présenter un comportement radoucissant. Dans un tel cas, il y aurait sans doute lieu de tenir compte de la résistance résiduelle au cisaillement (et non plus la résistance au pic) dans la vérification au glissement.

Dans le cas d'un matériau non drainé ou partiellement drainé, il faut déterminer le développement des pressions interstitielles au fur et à mesure du chargement cyclique (tempête). Le problème est plus critique pour de très grands ouvrages comme les plates-formes gravitaires que pour les digues, car le temps de drainage varie comme le carré du chemin de drainage. De même, le drainage est moins favorable pour un ouvrage reposant directement sur le fond par rapport à un ouvrage reposant sur un soubassement. Les méthodes proposées par Le Tirant (1979) et par Kvalstad et de Groot (1999) peuvent alors être utilisées.





## **VI Influence du vieillissement**

### **VI.1 Introduction**

Les effets du vieillissement ne sont en général pas pris en compte dans la conception des ouvrages, avec l'exception notable de l'effet de la corrosion et du drainage. Précédemment, il a été évoqué également l'effet de sollicitations cycliques (voir le chapitre V).

Dans ce chapitre, nous allons d'abord nous intéresser à des résultats expérimentaux portant sur l'effet du vieillissement « pur », excluant notamment les sollicitations cycliques ou la dissipation de surpressions.

Rappelons tout d'abord qu'il existe des travaux portant sur le vieillissement des matériaux et non sur les interfaces. On peut citer Mitchell et Solymar (1984) et Schmertmann (1991). Ces travaux portent notamment sur le sable. Les mécanismes envisagés pour expliquer l'évolution importante des caractéristiques mécaniques sont variés : dissolution et précipitation de silice ou d'un autre matériau (Mitchell et Solymar), accroissement de l'angle de frottement interne par des phénomènes mécaniques (Schmertmann).

Nous nous limiterons par la suite aux études portant spécifiquement sur les propriétés d'interface. Les études existantes relatives à l'effet du vieillissement sur le frottement pour des matériaux de génie civil ont plutôt été effectuées sur des pieux. Il existe aussi un autre domaine de recherche intéressé par ce genre de phénomènes : la géophysique. Puis, nous citerons des travaux récents mettant en jeu des phénomènes d'interface sous de faibles contraintes normales.

Ensuite, nous examinerons certaines données sur le vieillissement en provenance du domaine des digues verticales. Dans ces données, on ne peut évidemment pas distinguer la part du vieillissement dû au seul effet du temps et celui dû aux sollicitations cycliques, entraînant notamment une densification du soubassement.

## **VI.2 Données sur les pieux**

### **VI.2.1 Les mesures sur pieux effectuées à Dunkerque**

On se réfère à Chow et al. (1997).

En décembre 1988, 4 pieux en acier ont été installés sur le site expérimental. Ils ont 0,384 m de diamètre et des longueurs comprises entre 11 m et 22 m. Le sol est constitué de sable dense à très dense avec une couche organique (d'épaisseur non précisée) autour de 8 m de profondeur. La nappe est à 4 m environ.

Le frottement latéral a été mesuré à 5 ans d'intervalle, en 1989 et 1994. Ces relevés ont montré un accroissement de la résistance de pic du frottement latéral de 85%.

### **VI.2.2 Comparaison avec d'autres cas**

Les mêmes auteurs ont effectué une étude bibliographique d'autres essais. Dans l'ensemble des cas (au nombre de 10), on constate une augmentation de la capacité portante du pieu, et quand les données sont disponibles, une augmentation de la valeur du frottement latéral.

L'évolution de la résistance est proportionnelle au logarithme du temps, avec une augmentation médiane de 50% pour un temps écoulé multiplié par 10, les valeurs se retrouvant encadrées par une augmentation de 25% et une augmentation de 75% pour un temps multiplié par 10. Les données peuvent porter selon les cas sur le frottement latéral ou la capacité portante du pieu.

Les augmentations sont constatées pour des pieux en acier, en béton, en bois, pour des sables saturés, non saturés ou sans carbonates.

### **VI.2.3 Interprétation**

L'interprétation s'avère difficile. Trois hypothèses sont envisagées :

- évolution chimique de l'interface ;
- changement dans les propriétés du sable qui pourrait conduire à une augmentation de la raideur, une augmentation de la dilatance et une plus grande résistance ;
- changement à long terme dans les contraintes du sable autour de la pile.

Les auteurs retiennent préférentiellement la troisième explication. Le fluage diminuerait les effets d'arche créés lors du battage autour du pieu, augmentant ainsi la contrainte effective.

Notons que si la troisième explication est la bonne, elle ne peut pas s'appliquer à la condition de glissement des ouvrages poids.

### ***VI.3 Données en provenance du domaine de la géophysique***

Les géophysiciens sont intéressés par l'effet du vieillissement des contacts sur le frottement car cela leur est nécessaire pour modéliser le comportement de failles lors de séismes.

La littérature sur le sujet est assez vaste. On peut citer les travaux fondateurs de Dieterich (1972). Il met en évidence pour des pressions normales de 20 à 850 bar (soit 2 à 85 MPa), un accroissement de 6 à 10% du frottement quand le temps de contact stationnaire passe de 15 s à  $10^5$  s (soit 28 heures) pour des frottements roche/roche.

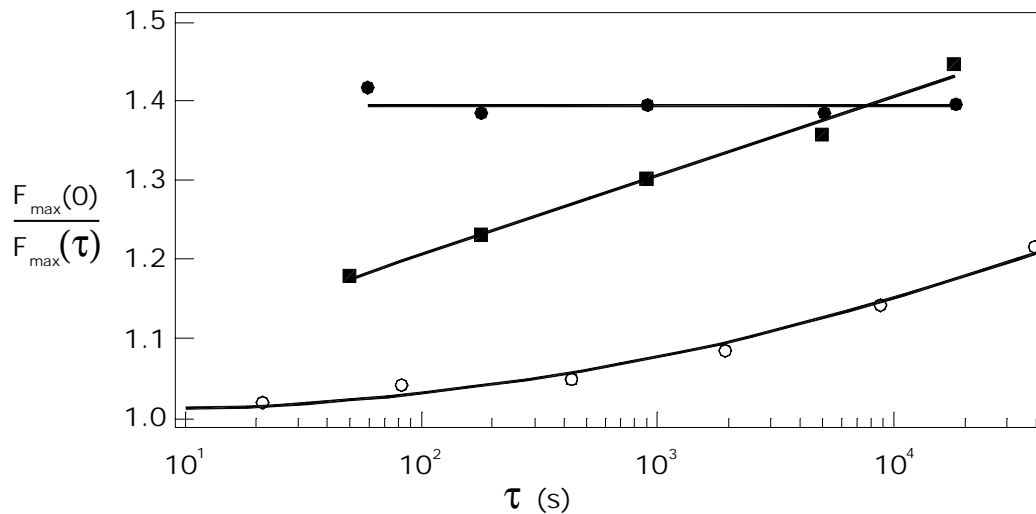
Des travaux plus récents (Marone, 1998) portant sur le frottement d'un matériau de gouge (matériau granulaire remplissant les failles) situé entre deux surfaces de roche ont conduit à des variations de 0,8 % pour un rapport 10 du temps de repos. La pression normale était de 25 MPa.

On voit que ces données sont obtenues pour des pressions beaucoup plus importantes (de l'ordre de 100 fois plus) que celles mises en jeu à la base d'un mur de soutènement. Les temps maximums de repos lors des expériences sont aussi nettement plus petits que pour les pieux ( $10^4$  à  $10^5$  secondes comparées à 5 ans, soit  $1,5 \cdot 10^8$  s) environ. Enfin, l'effet du temps de repos entre deux essais de déplacement est nettement plus petit que ce qui a été observé pour les pieux.

#### VI.4 Autres données de laboratoire obtenues par glissement d'une plaque

Ce sont des expériences menées avec des pressions faibles, très inférieures aux pressions utilisées pour les expériences orientées vers la géophysique. Toutefois, elles mettent aussi en évidence un accroissement logarithmique de la force de frottement maximale.

Une présentation récente est due à Géminard et al. (2001).



**Figure VI-1** Accroissement relatif de la force maximale de frottement ; carrés : expériences avec matériau immergé sans effort de cisaillement, cercles pleins : expériences avec matériau immergé et avec effort de cisaillement, cercles creux : expériences avec du matériau sec (Géminard et al., 2001)

Ce durcissement du matériau sous contrainte verticale faible est attribué aux réarrangements de l'empilement granulaire et du réseau de forces.

On voit toutefois qu'il s'agit de conditions expérimentales très différentes des digues pour lesquelles il n'y pas de force horizontale imposée constante. En revanche, de tels mécanismes peuvent concerner les quais-poids qui sont soumis à la pression des terres, en plus des charges horizontales variables.

Il est important de noter que l'effet de durcissement se produit pour un matériau sec comme pour un matériau immergé. Le cas des matériaux « non saturés » donne lieu lui aussi à un effet de durcissement avec le temps mais lié à d'autres phénomènes (formation de ponts de liquide entre les aspérités). On peut consulter par exemple Persson (2000).

**VI.5 Données fournies par Nagai et Kurata (1974)**

Ces auteurs donnent des valeurs du coefficient de frottement « critique », quand le mur vertical est sur le point de glisser, qui dépendent du temps écoulé depuis la fin de la construction. Ces données concernent des constructions de type « mixte » : une partie verticale sur un soubassement type talus.

	Valeur du coefficient de frottement
Valeur pour la conception (valeur admise depuis longtemps au Japon)	0,60
Valeur pour une durée de 1 à 2 ans après la construction, si les blocs de béton ou les enrochements de couverture* sont disloqués	0,65 à 0,70
Valeur pour une durée de plus de 2 ans après la construction, si les blocs de béton ou les enrochements de couverture* sont disloqués	0,70 à 0,75
Valeur pour une durée de plus de 2 ans après la construction, si les blocs de béton ou les enrochements de couverture* ne sont pas disloqués	0,80 à 0,90

\*Ces bloc protègent le massif de soubassement de l'action de la houle

**Tableau VI-1 Influence de l'âge et de l'état des blocs de couverture sur le coefficient de frottement d'après Nagai et Kurata (1974)**

On constate que ces estimations du coefficient de frottement après 2 ans vont nettement au-delà des recommandations habituelles ainsi que des résultats de mesures que nous avons pu présenter. Les auteurs indiquent que ces valeurs sont déduites de diverses expériences, sans guère plus de précision.

### **VI.6 Point de vue de Tanimoto et al. (1992)**

Le point de vue de ces auteurs est un peu différent. Ils estiment que les expériences en laboratoire donnent un coefficient de frottement de 0,55 dans le cas où le soubassement n'est pas tassé. Ceci est compatible avec l'expérience sur le terrain d'un caisson cylindrique avec une paroi double au port de Sakai.

Ce caisson a glissé seulement trois mois après son installation lors d'une tempête, sans que des tempêtes moins fortes aient permis auparavant le tassement du soubassement.

	Valeur du coefficient de frottement
Avant tassement du soubassement	moins de 0,60 (en labo : 0,55)
Après tassement du soubassement	0,60 (valeur ordinaire au Japon)

**Tableau VI-2 Influence du tassement du soubassement sur le coefficient de frottement d'après Tanimoto et al. (1992)**

### **VI.7 Conclusion sur le vieillissement**

L'ensemble des expériences menées dans des domaines très variés tend à montrer que le coefficient de frottement avec un matériau granulaire augmente avec le temps. C'est aussi ce qui apparaissait dans les expériences de Ciortan (1994).

Dans le cas de la condition de glissement des ouvrages poids maritimes, cette augmentation semble devoir être imputée à la compaction du matériau granulaire sous l'effet de sollicitations cycliques (forces horizontales alternées). Il faut donc que l'ouvrage ait déjà subi des conditions de sollicitations relativement élevées afin de pouvoir résister à sa première tempête.

Les éléments recueillis paraissent insuffisants pour proposer de prendre en compte cet effet favorable lors de la conception des ouvrages. Notons cependant que d'après Tanimoto et al. (1992), c'est ce qui se fait déjà au Japon de manière implicite, au prix d'un risque de dommage en cas de tempête de projet survenant rapidement après la construction.

L'examen des données expérimentales montre de plus, qu'en dehors des sollicitations cycliques, il existe des phénomènes conduisant à un renforcement des propriétés mécaniques des sables. La question de l'extrapolation de ces résultats à des matériaux granulaires de la taille de ceux utilisés dans les soubassements des digues verticales reste à étudier.

## VII Prise en compte des effets hydrauliques

### VII.1 Généralités sur les effets hydrauliques

*Les ouvrages maritimes sont soumis à la fois aux effets de l'eau libre (houle, courant, ...) et de l'eau dans les sols (remblais, soubassement, sol de fondation, etc.).*

Nous allons examiner comment la prise en compte des effets hydrauliques influe sur la condition de glissement par le développement de surpressions interstitielles sous la base de la semelle et nous évoquerons la prise en compte de l'écoulement dans le calcul de la poussée et de la butée dans le cas des quais.

Le développement des surpressions interstitielles dues aux sollicitations cycliques subies par l'ouvrage et transmises par celui-ci au sol de fondation a été traité au chapitre V.

### VII.2 Effets hydrauliques à prendre en compte pour la condition de glissement

Nous ne considérerons que les effets agissant localement sur la condition de glissement : effet de surpressions sous l'ouvrage, effet sur le comportement du sol en contact immédiat avec la base de la structure.

On distingue les pressions statiques (sans écoulement) des pressions avec écoulement. Dans le premier cas, le calcul ne pose pas de problème : la pression sous la semelle est égale à la pression hydrostatique. Les pressions des terres en poussée et en butée des terres sont calculées en utilisant le poids déjaugé  $\gamma'$  (égal au poids saturé  $\gamma_{\text{sat}}$  moins le poids de l'eau  $\gamma_w$ ). Le second cas fait l'objet de ce chapitre.

### VII.3 Rappel des méthodes de calcul des écoulements permanents

Dans le cas des écoulements permanents, on suppose que la loi de Darcy s'applique. Rappelons-la ci-dessous :

$$\vec{v} = -k \cdot \overrightarrow{\text{grad}h}$$

où  $\vec{v}$  est la vitesse de filtration (en m/s) ou vitesse apparente de l'eau par rapport aux grains,  $k$  est le coefficient de perméabilité (en m/s) et  $\overrightarrow{\text{grad}h}$  est le gradient de la charge hydraulique  $h$ . On néglige le terme contenant le carré de la vitesse dans  $h$  (cette approximation est valable pour les sols fins et les sols sableux). On retient finalement l'expression suivante pour  $h$  (qui a la dimension d'une distance) :

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + z$$

avec  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau,  $u$  la pression de l'eau et  $z$  la coordonnée verticale comptée positivement vers le haut.

On peut alors utiliser diverses méthodes pour calculer les écoulements et les pressions interstitielles :

- le réseau d'écoulement ;
- la ligne de drainage ;
- l'analyse par la méthode des fragments ;
- la méthode des potentiels complexes ;
- l'utilisation de modèles ;
- l'analyse de l'écoulement par éléments finis.

Nous nous contentons ici de rappeler brièvement le principe de ces différentes méthodes, en renvoyant aux références pour les détails de leur mise en œuvre.

Dans le cas des fondations rocheuses, l'écoulement se fait par des joints et des fissures et on ne peut pas supposer l'isotropie comme on le fait pour les sols.

### VII.3.1 Méthode du réseau d'écoulement

Cette méthode est fondée sur la construction graphique du réseau des lignes de courant et des équipotentielles. On peut trouver un exposé de cette méthode par exemple dans l'ouvrage de Cedergren (1977). Dans ce réseau, les lignes de courant doivent être perpendiculaires aux équipotentielles et former des sortes de carrés à bords curvilignes. Il faut également respecter les conditions aux limites, des conditions en cas de variation de la perméabilité, etc. Le principe de la méthode repose sur le fait que la perte de charge entre deux équipotentielles est constante et que le flux entre deux lignes de courant adjacentes est constant.

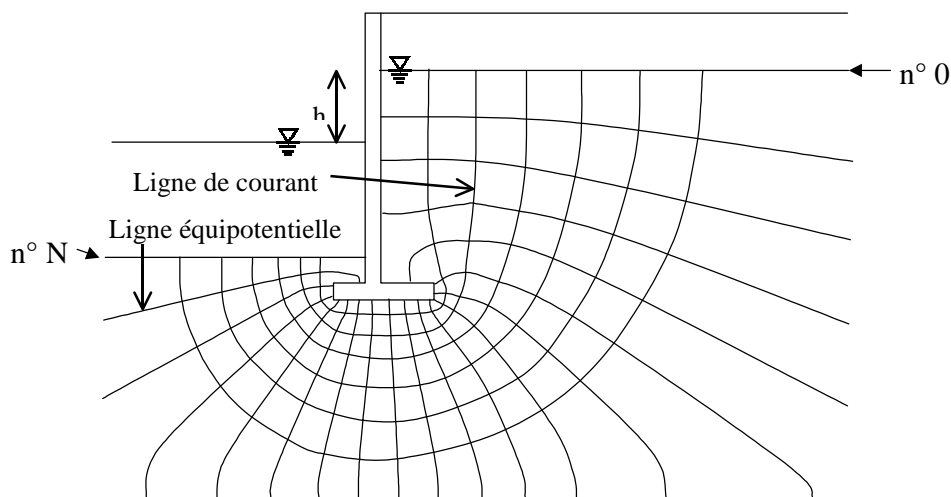


Figure VII-1 Exemple de réseau d'écoulement



Numérotons les équipotentiels de 0 à N à partir de celle dont la charge hydraulique est la plus élevée que l'on pose égale à zéro. La charge  $h'$  de l'équipotentielle de rang  $N'$  est :

$$h' = -h \frac{N'}{N}$$

où  $h$  est la dénivelée de l'eau. Par exemple, sur le dessin, la charge de l'équipotentielle n° 0 est 0 m et celle de l'équipotentielle n° N vaut  $-h$  (en m). L'écoulement se produit des équipotentiels les plus élevés aux équipotentiels les plus faibles.

### VII.3.2 Méthode de la ligne de drainage

On suppose que la perte de charge est constante le long d'une ligne de drainage.

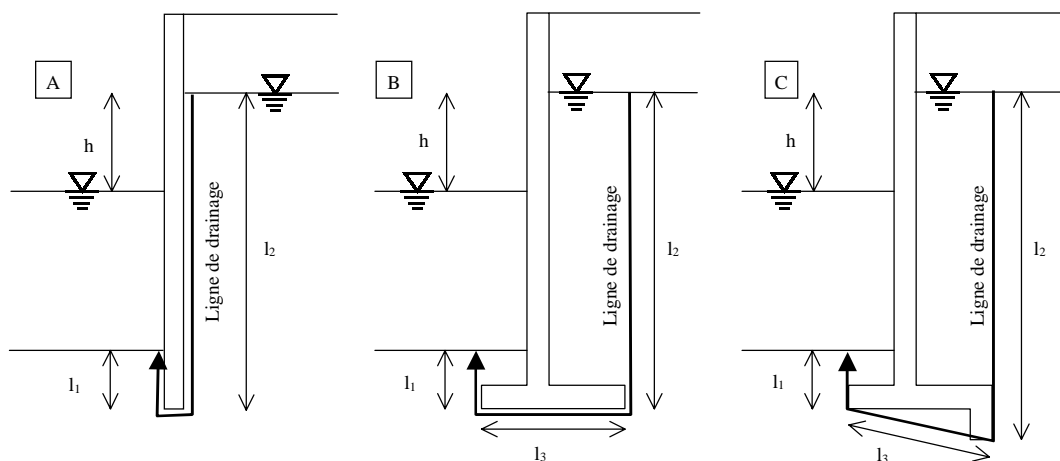


Figure VII-2 Différents cas d'application de la méthode de la ligne de drainage

Le cas A d'un écran ou d'un mur dont on néglige l'épaisseur est donné dans des documents britannique (BSI, 1994), américain (USACE, 1989), chinois (GEO, 1998).

Le cas B où l'on prend en compte l'épaisseur du mur et le cas C où l'on adapte la méthode à la présence d'une bêche sont présentés dans le document américain (USACE, 1989).

Signalons aussi que le document canadien (SCG, 1994) présente un schéma où la résultante de la pression sur les deux côtés d'un écran semble être intermédiaire entre les cas où il n'y aurait pas d'écoulement et le cas de la perte de charge constante le long de la ligne de drainage. Mais peut-être est-ce simplement une erreur matérielle sur le dessin (voir la page 417 de SCG, 1994).

Pour le cas A, la valeur de la pression interstitielle  $u$  sous la semelle du mur s'écrit :

$$u = \gamma_w \left( l_2 - \frac{l_2}{l_1 + l_2} h \right)$$

### VII.3.3 La méthode des fragments

Cette méthode est exposée notamment dans un document américain (USACE, 1993).

Elle repose sur l'utilisation d'un certain nombre de fragments (9 types au total) pour lesquels on a affecté le calcul analytique de l'écoulement. On décompose le problème réel (2 D) en fragments appartenant à un type connu. Cette méthode suppose qu'en certains endroits, l'équipotentielle est une ligne droite verticale.

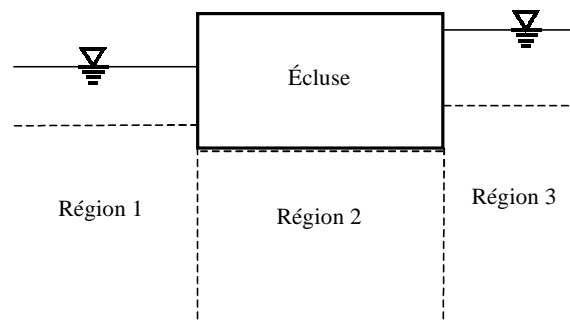


Figure VII-3 Exemple de découpage en fragments (d'après USACE, 1993)

On écrit ensuite la conservation du flux ; la perte de charge à travers chaque segment est donné par des formules analytiques en fonction du flux.

Notons que cette méthode permet aussi d'aborder les problèmes à surface libre : il existe trois types de fragment avec surface libre.

D'après le document de l'US Army Corps of Engineers (1993), cette méthode a fait l'objet d'une comparaison avec les résultats d'un programme par éléments fins : les flux calculés sont dans une fourchette de 8% des valeurs obtenues par éléments finis et les pressions dans une fourchette de 38%.

### VII.3.4 Méthodes analytiques

Outre certains problèmes particuliers comme le problème à symétrie cylindrique du puits, il faut citer les problèmes à deux dimensions qui peuvent être abordés par les méthodes de la variable complexe et plus spécifiquement par l'utilisation de transformations conformes qui permettent de s'adapter à la géométrie à étudier.

Ces méthodes ne sont pratiquement plus utilisées aujourd'hui (Magnan, 1998).

### VII.3.5 Méthodes empiriques

Il faut citer ici deux méthodes (USACE, 1993) :

- utilisation de l'analogie électrique ;
- utilisation de modèles en sable.

L'utilisation de l'analogie électrique peut se faire sur des problèmes à deux dimensions avec du papier conducteur ; les problèmes à trois dimensions nécessitent des modèles humides utilisant un gel ou une solution conductrice dont on peut mesurer le potentiel en divers points. Dans le cas d'un modèle sur papier conducteur, on peut tracer certaines équipotentielles (pour le courant électrique) qui correspondent aux équipotentielles du problème d'écoulement.

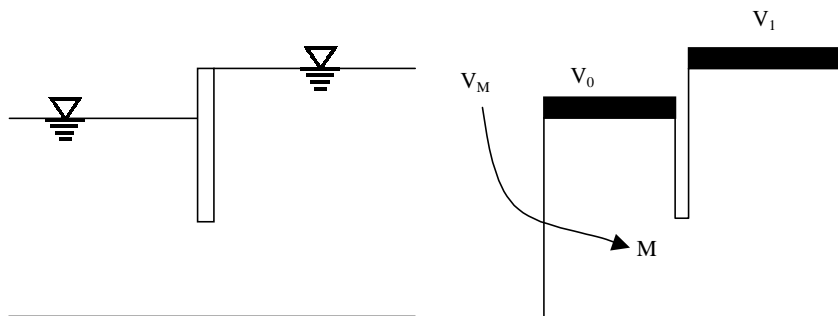


Figure VII-4 Utilisation de l'analogie électrique pour l'écoulement sous un écran

### VII.3.6 Méthodes numériques

Il s'agit des méthodes classiques des différences finies et surtout des éléments finis.

« Les éléments finis fournissent un outil pour résoudre des problèmes d'écoulement avec ou sans surface libre mettant en jeu des perméabilités isotropes ou anisotropes. Il est particulièrement utile pour évaluer l'effet de drains et analyser des murs avec une géométrie compliquée de la fondation et du remblai. » (USACE, 1993).

Ces méthodes très puissantes nécessitent comme toujours des précautions d'emploi : la modélisation du problème, le choix des paramètres d'entrée, la validation nécessaire du programme informatique, l'examen critique des résultats obtenus. On peut citer à titre d'exemple le programme CESAR du LCPC qui, parmi de nombreuses fonctions, permet ce type de calcul (module NSAT).

#### VII.4 Régime laminaire et régime turbulent

La loi de Darcy fonde la théorie habituelle des écoulements dans les sols. Les diverses méthodes rappelées dans le paragraphe VII.3 sont basées sur cette loi.

Elle cesse d'être valable pour des flux importants. Dans ce cas, il se produit une diminution de la perméabilité dans les zones où le flux est important et donc une augmentation du gradient hydraulique dans ces zones.

On a proposé la formulation suivante pour le nombre de Reynolds dans un milieu granulaire :

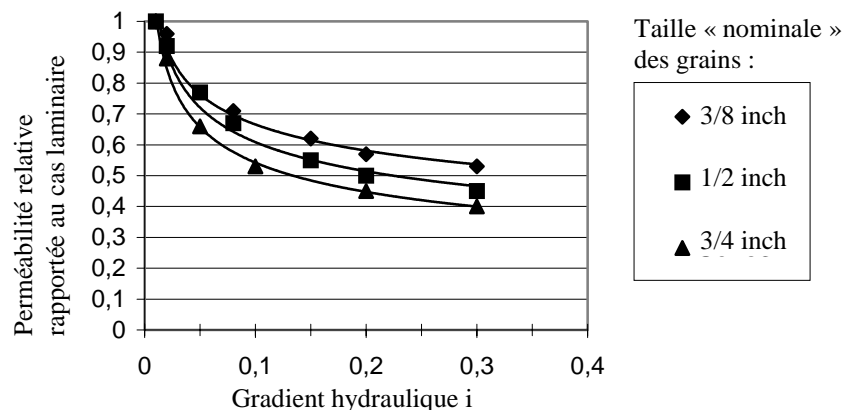
$$R = \frac{vD\rho}{\mu}$$

Avec : D le diamètre moyen des particules de sol, v la vitesse d'écoulement, ρ la densité du fluide et μ le coefficient de viscosité dynamique du fluide. Pour l'eau, le rapport μ/ρ peut être pris égal à 1,3 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s.

Avec un écoulement turbulent, la loi de Darcy cesse d'être valable. Il faut noter que la transition intervient pour un nombre de Reynolds de l'ordre de 700 dans le cas d'un milieu poreux (autrement dit, on est du côté laminaire pour R<sub>e</sub> ≤ 700 et du côté turbulent pour R<sub>e</sub> ≥ 700) au lieu de 2300 pour un fluide.

C'est en particulier le cas pour les couches de fondation des digues verticales, constituées de matériaux de diamètre moyen important.

On a cherché à caractériser l'écart par rapport à la linéarité due à la turbulence. On peut citer notamment à cet effet : van Gent (1995), Cedergren (1977).



**Figure VII-5 Perméabilité relative (rapportée à la perméabilité au régime laminaire) pour différentes tailles des grains d'après Cedergren (1977)**

Cedergren propose alors d'interpréter ce coefficient par la formule suivante :

$$k_x = k_0 \left(\frac{i_0}{i_x}\right)^y$$

Dans la formule ci-dessus,  $k_x$  désigne une perméabilité effective,  $k_0$  la perméabilité pour la loi de Darcy, c'est à dire pour un écoulement laminaire obtenu avec le gradient hydraulique  $i_0$  et  $i_x$  est la valeur du gradient hydraulique étudié et  $y$  est un exposant.

Cette perméabilité effective  $k_x$  est à utiliser avec une loi de Darcy « généralisée ».

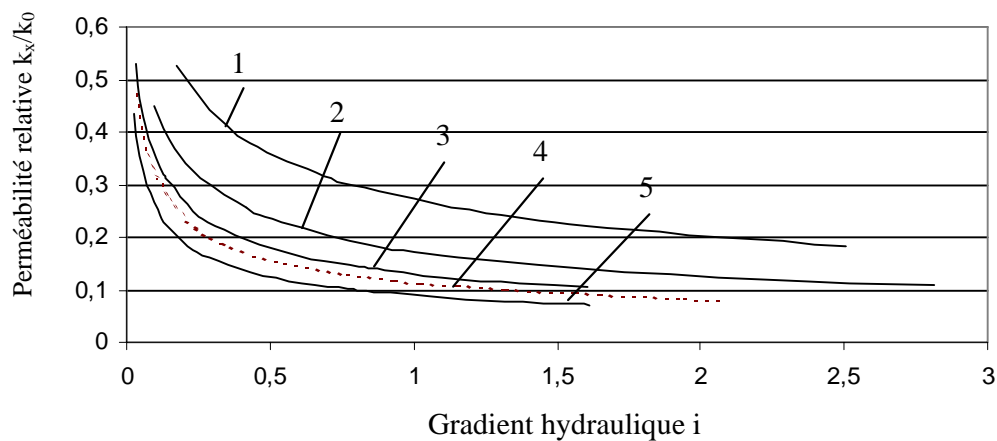
$$v = k_x i$$

avec  $v$  la vitesse de filtration,  $i$  le gradient hydraulique.

Les auteurs plus récents tendent à utiliser d'autres formules dont la formule de Forchheimer ici présentée sous sa forme étendue :

$$i = av + bv|v| + c \frac{dv}{dt}$$

Les coefficients  $a$ ,  $b$ ,  $c$ , sont déterminés expérimentalement ou font l'objet de propositions de formule (van Gent, 1995).



**Figure VII-6 Valeur de la perméabilité relative  $k_x/k_0$  en fonction du gradient hydraulique  $i$  d'après les formules de van Gent (1995)**

*Dans la figure précédente, les différentes courbes correspondent aux matériaux précisés ci-après :*

Numéro de la courbe	Type de matériau	D <sub>50</sub> <sup>1</sup>
1	caillou irrégulier	0,0202 m
2	caillou irrégulier	0,0310 m
3	caillou très arrondi	0,0488 m
4	sphères	0,0460 m
5	caillou irrégulier	0,0610 m

<sup>1</sup> D<sub>50</sub> est le diamètre des grains correspondant à un tamisat cumulé de 50%

**Tableau VII-1 Types de matériaux examinés avec la formule de van Gent (1995)**

Ces courbes montrent que la perméabilité peut encore diminuer par rapport aux données de Cedergren (1977) si l'on augmente la taille des grains ou si l'on augmente le gradient hydraulique. On peut aussi conclure que, pour un gradient hydraulique donné, la loi de Darcy est d'autant moins valable que les granulats sont de taille importante.

Comme l'indique Cedergren (1977), lors d'un écoulement turbulent, les pertes de charges se concentrent dans les régions où le gradient hydraulique est plus élevé. Un milieu homogène devient hétérogène du point de vue de la perméabilité. Les forces d'écoulement sont proportionnelles au gradient hydraulique et vont donc elles aussi se concentrer, phénomène a priori défavorable pour la stabilité de l'ouvrage.

**VII.5 Prise en compte de l'écoulement dans la détermination de la poussée et de la butée des terres**

On peut évaluer la poussée et la butée des terres en prenant en compte seulement la pression de l'eau évaluée par une des méthodes exposées précédemment et en prenant en compte le poids des terres déjaugées pour le calcul de la poussée des terres proprement dites.

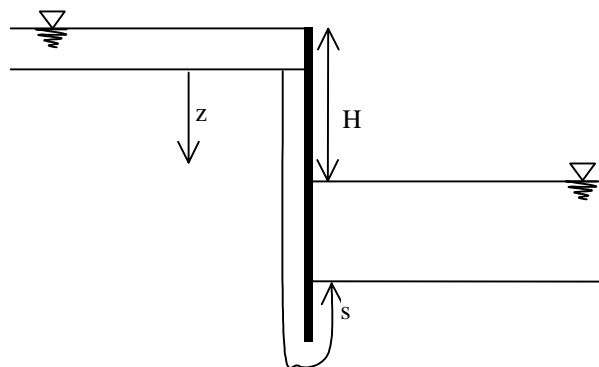
La contrainte totale horizontale exercée sur la paroi s'écrit (pour la poussée) :

$$\sigma_h = u + k_a \sigma'_v$$

où  $u$  est la surpression interstitielle,  $k_a$  le coefficient de poussée des terres et  $\sigma'_v$  la contrainte effective verticale dans le terrain.

C'est la démarche habituelle proposée, par exemple, par la norme britannique (BSI, 1994) et le guide canadien (SCG, 1994).

Une démarche différente apparaît dans Kaiser et Hewitt (1982) avec la prise en compte du gradient hydraulique  $i$  ; dans leur démarche, la perte de charge est supposée constante, et l'on écrit simplement  $i=H/s$ , où  $s$  est la distance du plus court chemin).



**Figure VII-7 Chemin de drainage  $s$  déterminant le gradient hydraulique (cas d'un réservoir d'eau en amont)**

Pour la poussée :

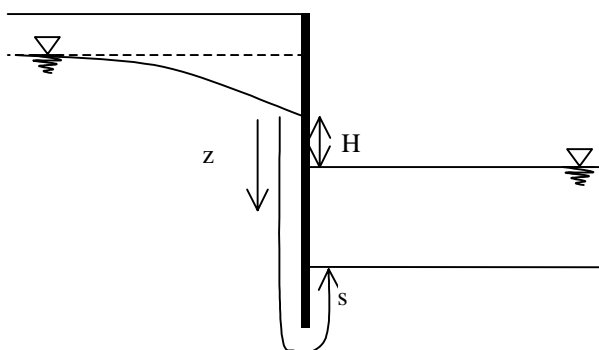
$$\sigma_h = u + k_a (\sigma'_v + \gamma_w iz)$$

Pour la butée :

$$\sigma_h = u + k_p (\sigma'_v - \gamma_w iz)$$

On voit que dans cette évaluation, la poussée est augmentée et la butée est diminuée lorsque l'on tient compte de l'écoulement de l'eau. Même si la méthode est « rustique », elle met en évidence un accroissement des risques par rapport à un calcul ne prenant pas en compte l'effet du gradient hydraulique sur la poussée et la butée des terres.

Les mêmes auteurs insistent sur la nécessité de prendre en compte des hypothèses réalistes dans les calculs d'écoulement : conditions aux limites hydrauliques, anisotropie de la perméabilité, différence de perméabilité selon les couches de terrain, présence de couche imperméable. La question des conditions hydrauliques paraît particulièrement pertinente. En effet, dans le massif de sol, l'équipotentielle supérieure correspondant au niveau de la nappe n'est plane que dans le cas d'un réservoir d'eau (figure précédente). Dans le cas d'une nappe phréatique, on a une surface inclinée (voir le schéma ci-après).



**Figure VII-8 Inclinaison de la surface de la nappe phréatique**

## ***VII.6 Prise en compte dans les calculs des surpressions sous l'ouvrage***

### **VII.6.1 Mesures sur des ouvrages réels**

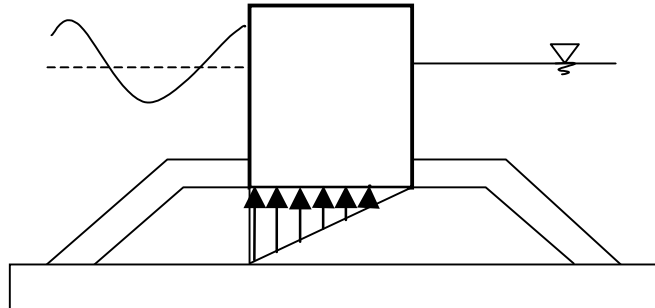
Franco (1994) rapporte l'intérêt porté à des instrumentations d'ouvrages réels pour étudier le développement des surpressions sous les digues à caissons mais les difficultés financières empêchent bien souvent de dépasser le stade du projet. Il cite le cas de la digue ouest de Porto Torres et décrit les équipements qui ont été installés avec en particulier des piézomètres électriques (mesures pendant l'année 1993).

Il cite les résultats de mesures obtenus auparavant sur un autre site : le port de Gênes dont une digue en caissons a été équipée d'une station de mesures dans les années 1970. Cette station de mesures a permis à Marchi (1977) d'étudier le profil des surpressions sous l'ouvrage. Les conclusions de Marchi sont évoquées au paragraphe suivant.



### VII.6.2 Profil des surpressions dues à la houle

Les théories classiques optent pour une répartition triangulaire des surpressions dues à la houle. On peut par exemple suivre Goda (2000).



**Figure VII-9 Répartition triangulaire des surpressions dues à la houle sous un caisson reposant sur un soubassement**

Les résultats obtenus par Marchi (1977) montrent que la théorie de la répartition traditionnelle triangulaire des surpressions n'est pas toujours vérifiée : les surpressions maximales ont plutôt une répartition rectangulaire « particulièrement quand le soubassement rocheux est obstrué par le dépôt de fins sédiments du côté du port ».

### VII.6.3 Valeur de la surpression au pied de la digue dans la théorie de Goda

Goda (2000) préconise la valeur suivante pour la pression maximale d'un diagramme triangulaire de répartition de la pression :

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho g H_{\max}$$

Dans cette formule, on utilise les unités du système international ;  $\beta$  représente l'angle de propagation de la houle avec une normale à la digue,  $H_{\max}$  est la hauteur de houle maximale ;  $c$ 'est une donnée probabiliste. Goda recommande de prendre :

$$H_{\max} = 1,8 H_{1/3}$$

Mais selon ce même auteur, un ingénieur peut utiliser son jugement pour choisir une autre valeur que 1,8 comme 1,6 ou 2,0 ou une autre valeur. On rappelle que  $H_{1/3}$ , hauteur significative, est la hauteur moyenne du tiers des vagues ayant la plus grande hauteur (voir aussi le paragraphe V.4.1).

Le coefficient  $\rho g$  représente la masse volumique de l'eau. Enfin, les coefficients  $\alpha_1$  et  $\alpha_3$  dépendent du rapport  $h/h'$  (voir la figure ci-après) ainsi que de la longueur d'onde  $L$  de la houle pour la profondeur d'eau en avant du soubassement  $h$ .

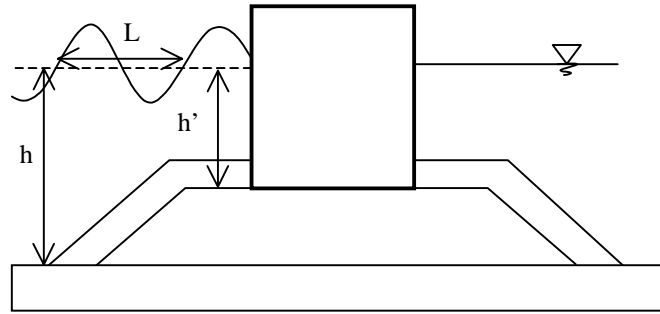


Figure VII-10 Les paramètres h, h' et L

Ces coefficients  $\alpha_1$  et  $\alpha_3$  sont donnés par les formules suivantes :

$$\alpha_1 = 0,6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right]^2$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right]$$

Ces coefficients  $\alpha_1$  et  $\alpha_3$  peuvent également être obtenus à partir d'abaques donnant directement  $\alpha_1$  d'une part et  $1/\cosh(2\pi h/L)$  d'autre part en fonction de  $h/L_0$ .  $L_0$  est la longueur d'onde de la houle par grande profondeur.

#### VII.6.4 Prise en compte des caractéristiques de la digue et du soubassement par Tanimoto et Takahashi (1994)

Tanimoto et Takahashi (1994) introduisent un facteur multiplicatif  $\lambda_3$  supplémentaire dans la formule de Goda, tout en restant dans l'hypothèse d'un diagramme triangulaire :

$$p_u = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho g H_{\max}$$

Ce coefficient multiplicatif est égal à 1 pour une digue verticale ordinaire puisque c'est pour ce type de digue que Goda a établi ses formules à l'origine.

Pour une digue constituée de caissons protégés par des blocs (appelée aussi digue armée voir la figure II-2), les auteurs proposent :

$$\begin{cases} \lambda_3 = 1,0 & \text{si } H/h \leq 0,3 \\ \lambda_3 = 1,2 - 2/3 (H/h) & \text{si } 0,3 < H/h < 0,6 \\ \lambda_3 = 0,8 & \text{si } H/h \geq 0,6 \end{cases}$$

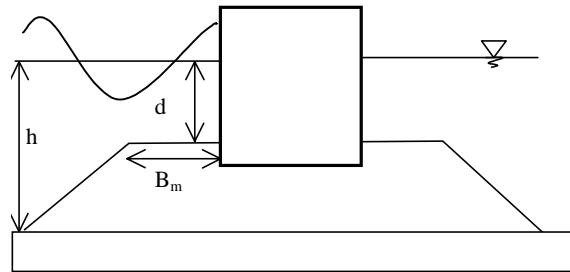
avec  $H$  la hauteur de la vague et  $h$  la profondeur d'eau devant l'ouvrage (à partir de la surface du sol et non de celle du soubassement).

Dans le cas d'un caisson avec une paroi perforée en avant de la paroi pleine (un caisson Jarlan par exemple), les auteurs proposent :

$$\lambda_3 = 1,00, 0,75 \text{ ou } 0,65$$

selon que la crête de la vague arrive sur la paroi perforée, qu'elle est entre la paroi perforée et la paroi pleine ou qu'elle atteint la paroi pleine.

Venons en maintenant à l'étude de l'influence du soubassement. L'étude expérimentale montre que le coefficient de sécurité au glissement varie fortement dans le cas d'un soubassement large et haut. Les résultats sont donnés en fonction des paramètres  $(h-d)/h$  et  $B_m/h$ .



**Figure VII-11 Paramètres géométriques du soubassement d'une digue verticale**

L'article ne détaille pas la part de l'écart entre l'expérience et la formule de Goda qui est dû à l'écart sur les forces verticales et sur les forces horizontales. En fait, la démarche expérimentale utilisée ne le permettait sans doute pas.

Les corrections apportées sont importantes : le facteur correctif (multiplicatif) peut aller jusqu'à 2,5 pour des valeurs centrées autour de  $B_m/h=1,5$  et  $(h-d)/h=0,6$  (soit  $d=0,4h$ ). L'étude permet de mettre en évidence des valeurs nettement défavorables des paramètres  $(h-d)/h$  et  $B_m/h$ . *Il est recommandé notamment d'avoir  $d/h > 0,6$  si des vagues déferlantes peuvent atteindre la digue sous incidence normale.*

### VII.6.5 Incidence de la perméabilité sur la stabilité du soubassement

On se réfère ici à Sulisz (1995). Il utilise l'équation de Forchheimer (voir le paragraphe VII.4). Il évalue l'influence de la perméabilité du soubassement sur la stabilité des blocs d'armure protégeant le soubassement. Il conclut que la stabilité augmente avec la perméabilité pour les hauteurs d'eau intermédiaires et décroît avec la perméabilité pour les profondeurs d'eau faibles (caractérisées par le nombre sans dimension  $kh=2\pi h/L < 0,5$ ).

Toutefois, il ne donne pas de résultats concernant l'interface caisson/soubassement.

### ***VII.7 Conclusion sur les effets hydrauliques***

La prise en considération des effets hydrauliques, en particulier dans le soubassement, constitue un domaine de recherche très actif avec des développements nettement plus élaborés que les méthodes classiques (réseaux d'écoulement, ligne de drainage, méthode des fragments, méthode des potentiels complexes, utilisation de modèles physiques).

C'est particulièrement le cas de l'action de la houle dans les soubassements des digues verticales où se posent des problèmes difficiles compliqués par l'apparition de la turbulence et d'autres non linéarités.

Il est usuel de retenir dans les calculs une répartition triangulaire des surpressions sous les ouvrages. Cette hypothèse habituelle est encore recommandée par Goda (2000) pour déterminer les pressions engendrées par la houle sous une digue. Des résultats issus d'expériences (Marchi, 1977) invalident la portée générale d'une telle hypothèse et conduisent dans certains cas à retenir plutôt une répartition rectangulaire.

Enfin, on peut voir que les écarts par rapport à des modélisations ne prenant pas en compte certains paramètres sont importants, comme c'est le cas par exemple pour la géométrie du soubassement et pour la perméabilité du soubassement.

## **VIII Limitation des déformations**

### ***VIII.1 Généralités***

La force de frottement est mobilisée lorsque l'ouvrage a glissé d'une certaine longueur. Cette déformation peut être incompatible avec les contraintes d'exploitation, par exemple dans le cas des quais. Il est donc important d'estimer la distance nécessaire pour mobiliser la résistance au cisaillement. Par ailleurs, les sollicitations cycliques peuvent conduire à un accroissement progressif des déplacements jusqu'à la ruine de l'ouvrage, comme cela peut être le cas des digues soumises à des tempêtes. La prise en compte de cette accumulation peut servir de base à de nouvelles méthodes de dimensionnement.

Enfin, nous précisons que nous nous limitons encore ici aux déformations dues au glissement.

Nous sommes confrontés à des situations très différentes entre les digues et les quais : les tolérances sont a priori beaucoup plus contraignantes pour les quais que pour les digues. Le type de sollicitations va être aussi très différent : pour les quais, la pression des terres (transmettant aussi les surcharges) sera l'élément prépondérant, tandis que pour les digues, l'impact dû à la houle est l'élément déterminant.

### ***VIII.2 Mobilisation du frottement***

Le frottement est la force principale, voire la seule, qui s'oppose au glissement pour les ouvrages que nous considérons. Nous n'étudierons donc pas le cas de la butée.

#### **VIII.2.1 Données expérimentales sur la mobilisation du frottement lors d'essais à grande échelle**

Nous allons reprendre ici des résultats d'essais qui ont déjà été évoqués à l'occasion de la valeur du coefficient de frottement (voir le chapitre III).

##### ***VIII.2.1.1 Résultats de Khay et Vincelas (1998)***

Ces auteurs concluent que la mobilisation du frottement est obtenue pour un déplacement horizontal de 0,5 à 1,0 cm, la mobilisation complète étant atteinte pour un déplacement de l'ordre de 3 à 10 cm, « en fonction des modalités » (voir le paragraphe III.3.4).

Rappelons ici les dimensions des blocs de béton : la base fait 1,5 m × 1,5 m. Le matériau frottant est une grave de mer 0/100 mm, son  $D_{50}$  étant proche de 13 ou 14 mm.

##### ***VIII.2.1.2 Essais pour le prolongement de la jetée ouest du port de Dieppe (LRPC, 1990 a et b)***

Ces essais ont mis en œuvre un bloc de béton de 3,33 t dont une des faces était une surface ondulée posée sur des lits de cailloux 0-80 (pour une première expérience) et de 20-80 mm (pour une seconde expérience).

Si le déplacement nécessaire pour atteindre le pic de résistance peut atteindre pour la majorité des essais une dizaine de centimètres, pour atteindre 90% du frottement de pic un déplacement horizontal de l'ordre de 5 cm peut être suffisant. La dispersion est importante.

Les courbes diffèrent de celles de Khay et Vincelas (1988) par l'absence de partie plate de la courbe effort/déplacement à l'origine : le frottement *commence* à se mobiliser dès le début du déplacement pour les expériences réalisées par le LRPC (1990, a et b).

Notons enfin que les essais montrent rarement un pic marqué, il s'agit plutôt d'un plateau.

### *VIII.2.1.3 Travaux de Bjerregard Hansen et al. (1991)*

Ces études, réalisées pour le projet du Grand Belt, ont permis d'étudier le frottement d'un bloc contre le fond argileux, en état naturel, perturbé ou reconstitué (voir le paragraphe III.2.3).

Les valeurs de pic des contraintes sont atteintes pour des valeurs de déplacements de l'ordre de 1,6 à 5,0 cm.

La valeur résiduelle post-pic est comprise entre 50 et 90% de la valeur de pic, selon les essais.

## **VIII.2.2 Résultats d'essais de laboratoire sur la mobilisation du frottement**

### *VIII.2.2.1 Travaux de Kulhawy et Peterson (1979)*

Ces auteurs ont utilisé une boîte de cisaillement directe carrée d'environ 10 cm de côté. Avec cette boîte, ils ont étudié le comportement de l'interface sable/béton. Ils ont utilisé des bétons avec des états de surface différents. Deux types de sables ont été utilisés : leur  $D_{50}$  était pour l'un de l'ordre de 0,9 mm et pour l'autre de l'ordre de 0,2 mm. Ils étaient mis en place avec des densités allant de l'état lâche à dense. Lors du cisaillement, l'interface était saturée d'eau.

Tous les essais ont montré un comportement avec un pic de résistance au cisaillement suivi d'un radoucissement (la résistance diminue). La résistance de pic était atteinte typiquement pour un déplacement de 0,2 à 0,4 cm.

### *VIII.2.2.2 Travaux de Yin et al. (1995)*

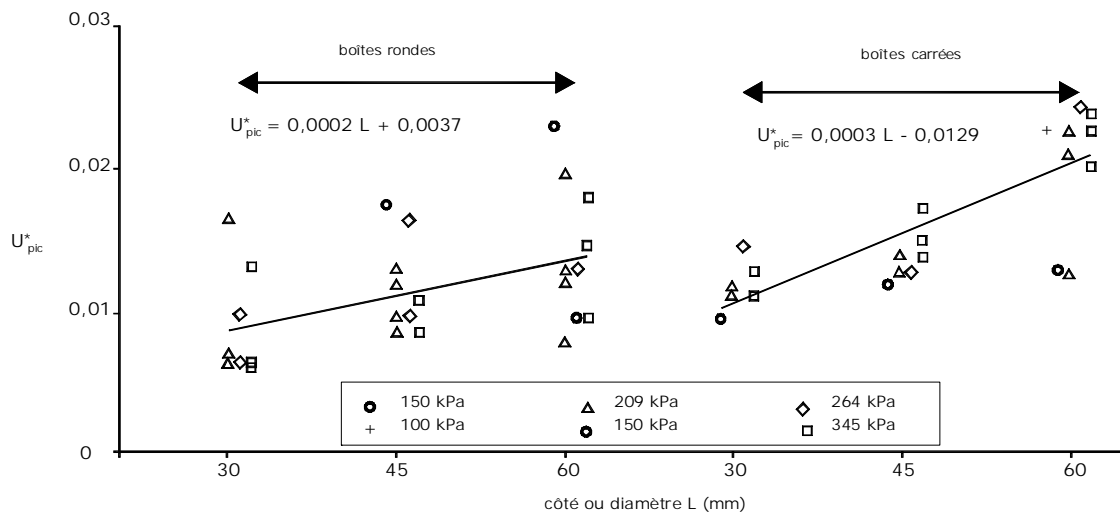
Ces auteurs ont utilisé une grande boîte de cisaillement de 45 cm de côté, pour étudier la déformation de l'interface entre le sol et le béton. Le sol utilisé était du sable, apparemment sec.

Ils ont mis en évidence une mobilisation plus lente pour des échantillons de grande taille par rapport à des échantillons plus petits (de l'ordre de 0,5 cm pour un échantillon de 6,4 cm de

diamètre et de l'ordre de 2 cm pour un échantillon de 18 cm × 18 cm). Ils ont interprété ce résultat comme provenant d'une rupture progressive de l'interface à partir de l'extérieur de la boîte vers le milieu de la boîte.

### VIII.2.2.3 Essais menés par Dubreucq (1999)

Ces résultats montrent l'influence de la taille et de la forme de l'appareil d'essai lors de mesures de laboratoire concernant l'interface sable/acier.



**Figure VIII-1 Influence de la taille de la boîte sur le déplacement au pic réduit  $U^*=U/L$ ,  $L$  étant le côté ou le diamètre, pour diverses valeurs de la contrainte normale moyenne, d'après Dubreucq (1999)**

Ces résultats sont cohérents, au moins qualitativement, avec ceux de Yin et al. (1995), pour ce qui est de l'influence de la taille de l'échantillon sur le déplacement nécessaire pour mobiliser la résistance.

### VIII.2.2.4 Essais à l'appareil de cisaillement simple annulaire (Lerat, 1996)

Lerat a travaillé sur des échantillons annulaires d'un rayon intérieur de 10 cm, d'un rayon extérieur de 20 cm et d'une hauteur de 10 cm. Il a étudié l'interface entre l'acier et le sable. Il a utilisé deux types de sables : sable d'Hostun RF et sable d'Hostun 14~10. Leur  $D_{50}$  est respectivement 0,32 mm et 3,3 mm.

Il trouve pour des essais à volume constant avec une pression de confinement initiale de 200 kPa que la valeur de pic est atteinte pour un déplacement de l'ordre de 0,1 cm (interface en acier lisse). Dans les mêmes conditions mais pour le sable d'Hostun 14~10, la valeur de pic est atteinte pour un déplacement de l'ordre de 0,2 cm.

Mais il constate un comportement différent lorsque l'interface est rugueuse.

	Interface lisse	Interface rugueuse
Sable d'Hostun RF ( $D_{50} = 0,32$ mm) dense ( $I_d=0,97$ et $0,90$ )	Pic très peu marqué atteint pour moins de 0,5 mm	Pic peu marqué atteint 2 mm
Sable d'Hostun 14~10 ( $D_{50} = 3,3$ mm) dense ( $I_d=0,64$ et $0,70$ )	Pic atteint pour moins de 0,5 mm	« palier pic » atteint pour 20 mm. Ce déplacement est croissant avec la pression de confinement
Sable d'Hostun 14~10 ( $D_{50} = 3,3$ mm) lâche ( $I_d=0,27$ et $0,33$ )	Pic atteint pour moins de 0,5 mm	Pic très peu marqué atteint vers 2~3 mm

**Tableau VIII-1 Déplacement au pic dans les expériences de Lerat (1996) ; essais à volume constant, pression de confinement initiale de 200 kPa**

A noter que dans le cas du sable d'Hostun 14~10, le pic est atteint pour un déplacement beaucoup plus court (2 mm) pour un essai à pression constante.

On remarque qu'il y a une influence complexe des différents paramètres : taille des grains, rugosité de l'interface, densité du matériau et type de conditions aux limites.

### VIII.2.3 Conclusion relative à la mobilisation du frottement

L'étude de l'interface sol/béton en laboratoire n'a donné lieu qu'à assez peu de publications comparée à l'interface sol/acier. L'interprétation des essais pour des ouvrages nécessite la prise en compte délicate d'effets d'échelle (taille de l'échantillon, taille des grains) et de divers paramètres (rugosité, densité du sol) comme le montrent notamment divers essais réalisés sur des interfaces sable/acier.

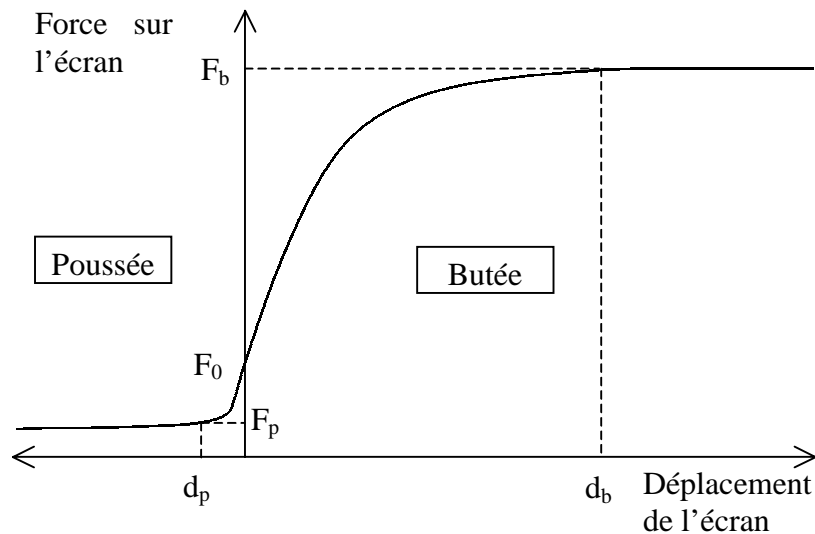
On note en outre que les essais à grande échelle (grande taille d'échantillon, grande taille de grains) conduisent à des distances de mobilisation du frottement assez nettement supérieures. Les expériences de laboratoire conduisent à une large fourchette de moins de 0,05 cm à 2 cm, les expériences à grande échelle de Khay et Vincelas (1998) et du LRPC (1994, a et b) donnent une fourchette approximative de 3 cm à 10 cm, en excluant les expériences de Bjerregard Hansen et al. (1991) réalisées avec l'argile. Les expériences de Dubreucq (1999) mettent en évidence l'effet d'échelle sur la mobilisation du frottement dans le cas des boîtes de cisaillement.



### VIII.3 Cas des quais : mobilisation de la poussée des terres

#### VIII.3.1 La courbe classique de mobilisation de la poussée et de la butée

Les ouvrages de mécanique des sols présentent usuellement la mobilisation de la poussée et de la butée des terres par la courbe suivante (voir par exemple Pilot, 1979).



**Figure VIII-2 Relation entre force et déplacement pour la poussée et la butée sur un écran de soutènement**

$F_0$  est la poussée des terres au repos,  $F_p$  la force de poussée,  $F_b$  la force de butée,  $d_p$  le déplacement nécessaire à la mobilisation de la poussée et  $d_b$  le déplacement nécessaire à la mobilisation de la butée.

Cette courbe montre l'asymétrie des phénomènes entre poussée et butée. Les ordres de grandeur donnés sont respectivement  $d_p=h/1000$  et  $d_b=h/100$  où  $h$  est la hauteur de l'écran.

#### VIII.3.2 Travaux sur le comportement pression/déplacement d'une paroi

Terzaghi (1936) cite des travaux expérimentaux ; malheureusement, il s'agit d'essais au cours desquels la paroi se déplace en rotation.

Dufour (1964) a procédé lui aussi à des essais en rotation. Il trouve des déplacements nécessaires à la mobilisation de la poussée de l'ordre de  $7/1000$  de la hauteur de la paroi, valeurs qu'il signale lui-même comme très supérieures aux résultats des expériences de Terzaghi ( $1/1000$ ).

Rowe et Peaker (1965) ont étudié les efforts sur un mur en translation mais ont concentré leurs efforts sur la butée.

Faou (1966, 1967) a effectué des essais avec une paroi en translation. Les essais présentés en 1966 ont donné comme ordre de grandeur du déplacement nécessaire pour mobiliser la poussée 10/1000 de la hauteur de la paroi. Les essais de l'article de 1967 mettent en évidence une dépendance de ce déplacement avec la densité du matériau de remblai, le remblai le plus dense nécessitant un déplacement moindre pour mobiliser la force de poussée.

Roscoe (1970) a étudié le comportement du mur en rotation et en translation mais aussi uniquement en butée. Pour le mur en translation, on peut lire pour un sable dense un pic de force obtenu pour une valeur de déplacement rapporté à la hauteur de 3%, la force de butée diminuant ensuite (jusqu'à un déplacement de 10% de la hauteur).

On peut encore citer les travaux de Bourdeau et al. (1980). Ces travaux ont permis notamment de préciser quand un effet d'échelle intervenait sur les modèles réduits destinés à étudier la poussée. Ils considèrent que la condition pour éviter un effet d'échelle peut s'écrire  $h/D_{\max} > 100$ , avec  $h$  la hauteur de la paroi et  $D_{\max}$  la taille maximale des grains. Ces travaux indiquent aussi dans le cas d'une paroi verticale que la poussée est mobilisée pour des valeurs du déplacement comprises entre 0,36% et 0,9% de la hauteur selon la densité pour un sable d'Hostun dont le diamètre des grains était compris entre 0,3 mm et 1,0 mm.

Les travaux de Sherif et al. (1982) donnent des indications contraires à ceux de Faou (1967) : ils trouvent en effet que le déplacement horizontal nécessaire pour atteindre l'état de poussée active est indépendant de la densité (ou de l'angle de frottement interne pour un matériau donné). Le déplacement horizontal nécessaire est aussi très faible (de l'ordre de 0,02%).

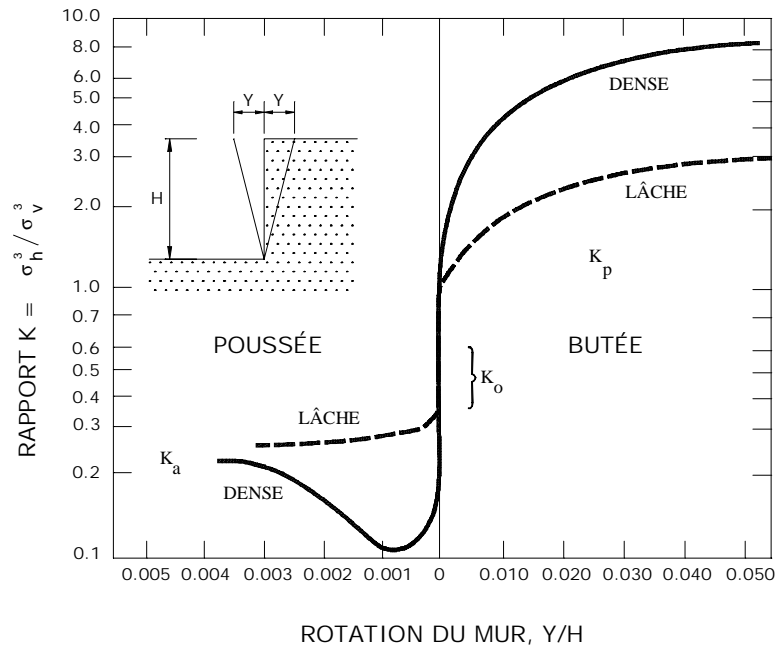
Fang et Ishibashi (1986) ont étudié notamment la répartition des pressions et pas seulement la force globale (poussée sur toute la hauteur). Cette répartition s'avère être fortement non linéaire et avoir une évolution différente selon la profondeur. Mais la pression minimale est atteinte pour la plupart des hauteurs pour des déplacements en translation très faibles de l'ordre de 0,02% de la hauteur. L'article de Fang et al. (1997), donne comme déplacement en poussée 0,15% de la hauteur, en indiquant que la détermination de ce déplacement est difficile. Cette difficulté apparaît au vu des points expérimentaux ; il semble toutefois que la diminution de la force se poursuive sensiblement au-delà, pour certains points de mesure, mais beaucoup plus lentement.

Dans une optique très différente des travaux que nous venons de citer, Ziegler (1987) propose une formulation algébrique approchée de la différence entre la pression exercée et la pression au repos en fonction du déplacement pour une paroi en translation ou en rotation autour du pied ou autour de la tête. Pour la translation, l'exemple numérique joint par Ziegler donne un écart pour la poussée en translation qui se stabilise pour un déplacement de l'ordre de 0,5 % de la hauteur libre.

Signalons encore que d'après Duncan et al. (1990), le rapport de déplacement sur hauteur  $d/h$  nécessaire pour obtenir la force minimale, s'accroît avec la hauteur de l'ouvrage.

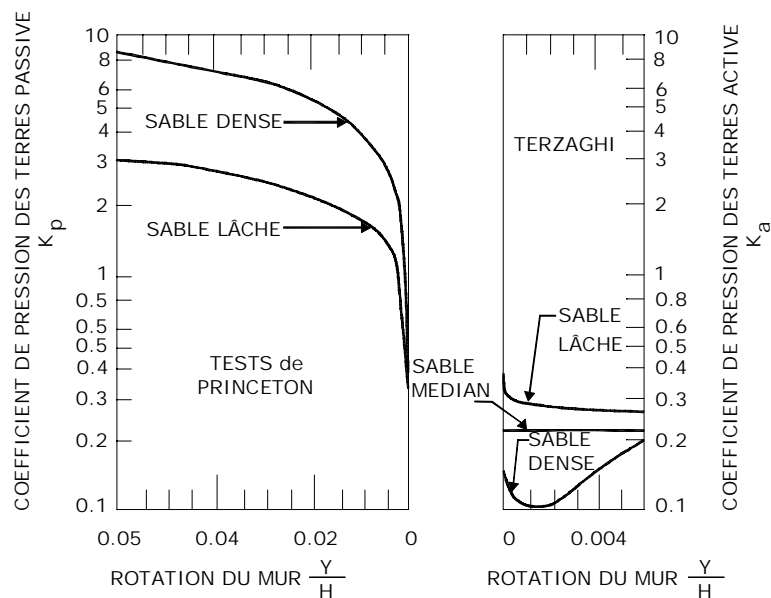
On peut trouver dans Delattre (1999) des éléments bibliographiques complémentaires sur l'état de poussée.

Dans le cas d'une rotation d'écran à la base, le manuel canadien (SCG, 1994) donne des indications intéressantes. Elles sont suivies par le document de Hong-Kong (GEO, 1998).



**Figure VIII-3 Influence du mouvement du mur sur la pression horizontale d'un sable (SCG, 1994)**

Les recommandations américaines basées sur les expériences de Terzaghi, d'expériences réalisées à Princeton et au Japon, adoptent des courbes extrêmement semblables :



**Figure VIII-4 Relation entre la pression des terres et le mouvement de rotation du mur (USACE, 1989, reprenant lui-même un document de la Navy de 1982)**

### **VIII.3.3 Conclusion sur la mobilisation de la poussée des terres**

En conclusion, les données expérimentales ont pu donner des résultats très dispersés avec une fourchette pour le déplacement nécessaire pour mobiliser la poussée de l'ordre de 0,02% à 3% de la hauteur de l'écran.

L'influence du paramètre densité a été prise en compte dans plusieurs études dont les conclusions convergent pour les données des règlements canadiens et américains d'une part et Faou (1967) d'autre part.

Il a paru difficile dans le cadre de cette étude d'aller plus loin d'autant plus que nombre des travaux cités semblent avoir été menés indépendamment les uns des autres sans essayer de comparer les résultats ni d'expliquer les différences éventuelles. Signalons l'originalité du point de vue de Sherif et al. (1982) qui propose une définition alternative du moment où l'état de poussée est atteint.

D'autre part se pose la question de la rigidité des écrans utilisés pour les essais : sont-ils plutôt représentatifs d'un soutènement souple ou d'un soutènement rigide ? Les articles ne sont pas toujours très explicites. Mais dans la majorité des cas, l'écran est considéré comme indéformable ; il est souvent constitué d'une plaque métallique relativement épaisse (13 mm par exemple dans Sherif et al., 1982). On peut donc utiliser ces résultats pour des structures comme les quais en caissons ou en maçonnerie.

Enfin, avec Duncan (1990), on peut conclure que « il paraît clair qu'il y a des effets importants d'interaction sol-structure dans les ouvrages poids de soutènement et qu'une compréhension plus complète de ces effets fournirait une base pour des méthodes de conception améliorées ».

### VIII.4 Cas des quais : compatibilité entre la mobilisation du frottement et la poussée des terres

#### VIII.4.1 Le problème de la compatibilité des distances de mobilisation

Nous allons essayer ici de tirer quelques enseignements de ces courbes de mobilisation du frottement et de la poussée des terres (voir les trois figures précédentes).

Si l'on connaît les relations force de frottement/déplacement d'une part, et force de poussée/déplacement d'autre part, on est capable de déterminer le déplacement de l'ouvrage à l'équilibre ainsi que la force à l'équilibre : c'est le point d'intersection des deux courbes.

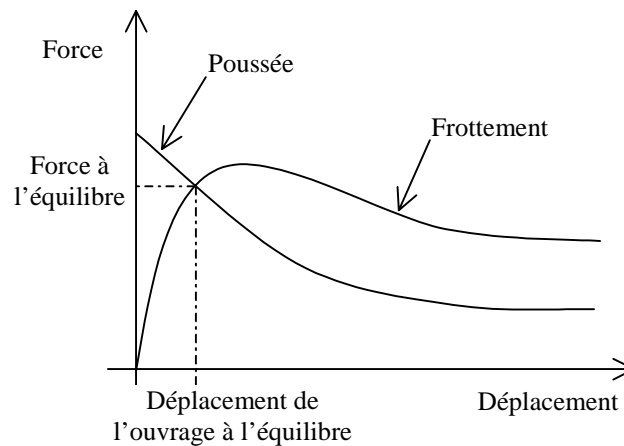
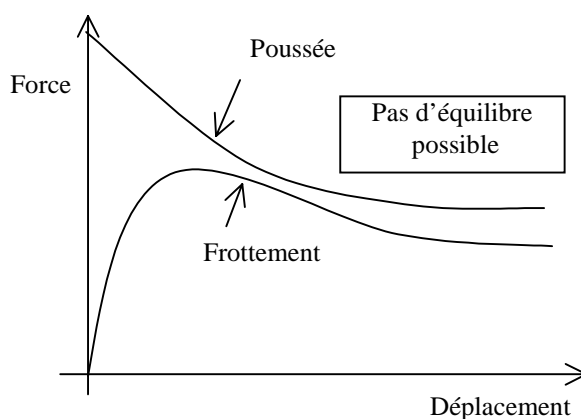


Figure VIII-5 Détermination du déplacement de l'ouvrage à l'équilibre

Pour que ce point d'équilibre existe, il est nécessaire que le minimum de la force de poussée soit inférieur au maximum de la force de frottement, ce qui est assuré par la vérification de la condition de glissement (avec un facteur de sécurité global  $\geq 1$ ).

Mais cela n'est a priori pas suffisant. La situation dangereuse pour la stabilité est quand la poussée active est atteinte pour un déplacement plus grand et que la valeur résiduelle du frottement est sensiblement inférieure à la valeur de pic.



**Figure VIII-6 Exemple où l'équilibre est impossible par incompatibilité des déplacements**

Nous nous fondons à présent sur les valeurs numériques relevées précédemment.

Mobilisation de la poussée pour un quai de 20 m de haut	Mobilisation du frottement sur de l'argile <sup>(3)</sup>	Mobilisation du frottement sur matériau granulaire <sup>(4)</sup>
2 <sup>(1)</sup> à 10 <sup>(2)</sup> cm	1,6 à 5,0 cm	3 à 10 cm

<sup>(1)</sup> en suivant Pilot (1979)

<sup>(2)</sup> en suivant Ziegler (1987)

<sup>(3)</sup> en suivant Bjerregaard Hansen et al. (1991)

<sup>(4)</sup> en suivant Khay et Vincelas (1998)

**Tableau VIII-2 Comparaison des déplacements nécessaires à la mobilisation de la poussée et du frottement**

Comme les données de mobilisation de la poussée sont presque toujours exprimées en pourcentage de la hauteur soutenue (alors que ce n'est pas le cas de la mobilisation du frottement), on voit aisément que de manière générale, les problèmes vont se poser pour les hauteurs importantes.

On note que dans le cas du frottement argile/béton, il peut y avoir danger : le frottement résiduel peut être sensiblement plus petit que la valeur maximale et suivant les expériences, le déplacement correspondant à la valeur limite de la poussée peut être supérieur au déplacement permettant d'atteindre le pic de frottement, 1,6 à 5,0 cm d'après Bjerregaard Hansen et al. (1991).

Dans le cas du frottement béton/matériau granulaire, selon les expériences de Khay et Vincelas (1998), le risque de ruine devrait être écarté car le comportement post-pic est à peu près un palier. En revanche, le déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement peut éventuellement être important (les auteurs indiquent 3 à 10 cm), ce qui peut poser un problème vis-à-vis des états-limites de service. Une conclusion pratique est qu'il convient de réaliser les équipements de quai suffisamment longtemps après les infrastructures (le temps que le quai se « mette en place »).

Notons enfin que si au contraire les déplacements sont empêchés, on peut se trouver face à une autre difficulté : le développement à l'intérieur de l'ouvrage lui-même de contraintes trop élevées, en relation avec une poussée des terres très supérieure à la valeur limite de poussée. C'est par exemple le cas des murs poids des écluses Eisenhower et Snell sur le Saint-Laurent, ouvrages de grande taille. On se réfère ici à Diviney (1990). Lors de la conception, on s'était basé sur un coefficient de poussée de 0,25, le coefficient au repos étant évalué à 0,7 ; les valeurs mesurées pouvaient dépasser 2 près de la surface et valaient encore 0,7 à 18 mètres de la surface du remblai. Sur l'importance des contraintes exercées sur un mur en cas de compaction du remblai, on peut encore citer Ingold (1979).

## **VIII.4.2 Résultats d'essais en centrifugeuse**

### *VIII.4.2.1 Présentation*

A la différence des considérations précédentes qui analysent séparément mobilisation du frottement et mobilisation de la poussée des terres, une expérimentation en centrifugeuse permet de prendre en compte l'interaction des deux phénomènes directement.

Il s'agit d'essais réalisés lors de la mise en place d'un caisson, son remblaiement interne, la mise en place du remblai externe et l'application de charges de service. Ces essais ont été réalisés à Singapour (Leung et al., 1997).

L'expérience est effectuée à l'échelle 1/100 avec une accélération de 100 g. Compte tenu du facteur d'échelle, l'expérience modélise un caisson de 18 m de large posé sur une couche de sable de 15 m d'épaisseur. On enregistre en continu les déplacements verticaux côté mer et côté remblai ainsi que les déplacements horizontaux en section supérieure et inférieure.

### *VIII.4.2.2 Les résultats de l'expérience*

Les mouvements verticaux apparaissent dès le remplissage du caisson. Les mouvements horizontaux apparaissent lors de la mise en place du remblai externe. Mais les mouvements horizontaux supplémentaires enregistrés lors de l'application de surcharges verticales sur le remblai sont également importants.

Des essais réalisés alors que le caisson repose directement sur le sable conduisent à des déplacements horizontaux d'environ 130 mm lors de la mise en place du remblai (externe) puis d'environ 80 mm lors de l'application des charges d'exploitation.

Pour réduire ces déplacements, plusieurs options ont été envisagées : mise en place d'une couche de matériaux de taille de grains supérieure, compactage de la couche de sable, préchargement du remblai (externe).

L'effet du compactage de la couche de sable n'est pas négligeable pour le tassement et l'inclinaison du caisson. Le glissement dû aux charges d'exploitation n'est guère modifié et reste de l'ordre de 90 mm (après mise à l'échelle « grandeur nature », ce qui est jugé incompatible avec les rails d'une grue.

La mise en place de grains de taille supérieure (2,0 à 3,5 mm sur le modèle) se traduit par une légère augmentation des déplacements verticaux et une réduction très importante des déplacements horizontaux (rapport de l'ordre de 1 à 3 pour la phase « charges d'exploitation »). L'explication proposée par les auteurs est que ces grains augmentent le coefficient de frottement.

Le préchargement permet quant à lui de réduire très fortement les déplacements ultérieurs dans la mesure où les charges d'exploitation sont inférieures au préchargement. **Notons toutefois qu'aucun effet cyclique n'a été pris en compte dans ces expériences.**

### **VIII.4.3 Recommandations des guides et règlements**

#### *VIII.4.3.1 Difficultés du problème*

Les différents guides et règlements donnent en général assez peu d'informations sur ces questions de limitation des déformations, eu égard notamment à la difficulté de calculer les déformations et les déplacements. Cette difficulté est déjà clairement apparente au vu de la dispersion des résultats expérimentaux concernant la relation poussée/déplacement.

Le problème particulier du glissement sur la base d'un mur poids est encore moins traité et il faut souvent se contenter d'indications générales.

#### *VIII.4.3.2 L'Eurocode 7*

L'Eurocode 7 (CEN, 2001) prévoit une « estimation prudente » de la déformation et du déplacement des murs<sup>19</sup>. Il demande des études plus détaillées si des structures semblables se sont avérées particulièrement sensibles au déplacement, ou s'il n'y a pas d'expérience comparable.

De même, des études approfondies sont nécessaires si :

- le mur retient plus de 6 m de sol cohésif faiblement plastique ou plus de 3 m de sol très plastique
- le mur est supporté par de l'argile molle sur sa hauteur ou sous sa base

Les calculs doivent prendre en compte la raideur du sol et de la structure ainsi que les phases de construction. L'Eurocode envisage la possibilité d'un calcul linéaire en prenant des rigidités adaptées au niveau de déformation ou bien la prise en compte d'une modélisation complète des lois de comportement effort/déformation des matériaux.

---

<sup>19</sup>section 9 « Retaining structures », paragraphe 9.8.2 « Displacements » de l'Eurocode 7.



VIII.4.3.3 La norme britannique

La norme britannique (BSI, 1994) évoque la question de la compatibilité des déformations. Elle cite comme cas particulièrement importants, ceux où la structure peut se comporter comme un matériau fragile (cas du béton non armé) ou quand le sol peut avoir un comportement radoucissant (la résistance diminue quand les déformations s'accroissent) (voir le paragraphe 3.1.5 de cette norme).

Elle évoque également le problème de l'état-limite de service de mouvements du sol (*substantial movement of the ground*). A cet égard, elle note que les déformations mobilisant complètement les capacités de résistance du sol sont souvent considérables et que l'état-limite de service de déplacement sera fréquemment le critère de dimensionnement et non pas l'état-limite ultime (paragraphe 3.1.4 de la norme BSI). Le choix d'un facteur de mobilisation de 1/1,2 (soit 0,83) en contraintes effectives pour la force de frottement assure alors la limitation des déplacements à moins de 0,5% de la hauteur pour des sols moyennement denses ou raides. Le cas des sols lâches ou mous nécessite une étude plus approfondie des déplacements.

On retrouve cette utilisation des coefficients de sécurité pour limiter les déplacements dans le document américain (USACE, 1989).

VIII.4.3.4 Le manuel canadien (SCG, 1994)

Outre la courbe pression latérale/déplacement du mur déjà donnée (voir la figure VIII-3), ce manuel donne un tableau des rotations du mur permettant d'atteindre la rupture. Ici, le mur tourne autour de sa base.

TYPES DE SOL ET CARACTÉRISTIQUES	ROTATION Y/H*	
	POUSSEE	BUTEE
pulvérulent dense	0,001	0,02
pulvérulent lâche	0,004	0,06
cohérent raide	0,010	0,02
cohérent mou	0,020	0,04

\* Y est le déplacement en tête et H la hauteur du mur

**Tableau VIII-3 Rotation du mur pour atteindre la rupture (SCG, 1994)**

Le manuel indique également que pour des murs de soutènement rigides (les ouvrages poids par exemple), si tout déplacement relatif est exclu, ils doivent être conçus de façon à supporter la pression des terres au repos. A noter que dans un autre ordre d'idée, le document américain (USACE, 1989) préconise éventuellement le dimensionnement avec la pression des terres au repos : fondation très rigide (mais cela concerne alors plutôt la stabilité interne de l'ouvrage), mais aussi (ce qui est plus intéressant pour la présente étude) possibilité après le

développement de la poussée de remonter progressivement à la valeur au repos voire à une valeur plus élevée sous l'effet de diverses sollicitations cycliques (paragraphe 3-7.a « Design Earth Pressures and Forces, Driving Side » du document américain).

#### VIII.4.3.5 Le guide de Hong Kong (GEO, 1998)

Le guide donne une figure (Figure 12 du document GEO, 1998), fondée sur des données en provenance de la Société Canadienne de Géotechnique, donc très semblable à celle du document SCG (1994).

De même, on peut trouver un tableau des valeurs de déplacement en tête pour la rupture extrêmement semblable à celui du document canadien avec toutefois des différences dans les valeurs numériques. Il est précisé de plus que les données ne sont applicables que dans le cas d'un mur rigide subissant une pression des terres au repos telle que  $K_0 < 1$ .

TYPES DE SOL ET CARACTÉRISTIQUES	ROTATION Y/H*	
	POUSSEE	BUTEE
pulvérulent dense	0,001	0,02-0,06
pulvérulent lâche	0,005	0,06-0,35
cohérent raide	0,010	0,02
cohérent mou	0,020	0,04

\* Y est le déplacement en tête et H la hauteur du mur

**Tableau VIII-4 Rotation du mur pour atteindre la rupture (GEO, 1998)**

Selon ce document, le calcul des déformations est rarement utile pour les murs. Si nécessaire (sensibilité particulière d'équipements, couche compressible dans la fondation) le calcul se fait avec la poussée des terres au repos et les pressions latérales induites par le compactage, sauf si le mouvement est suffisant pour mobiliser la pression active (paragraphe 9.2.4 « Design Against Serviceability Limit States » de GEO, 1998).

#### VIII.4.3.6 Le document américain (USACE, 1989)

Outre les courbes force/déplacement déjà données (voir la figure VIII-4), il indique dans le cas de la rotation pour les matériaux sans cohésion un déplacement en tête de 0,001 à 0,003 H (paragraphe 3.4 « Cohesionless Materials »). Exceptées ces indications, le document se limite à des analyses par équilibre limite. La limitation des déformations à une valeur acceptable est indirecte et se fait par le choix judicieux des coefficients de sécurité (paragraphe 3.2 « Limit Equilibrium Analysis »).

VIII.4.3.7 Les recommandations françaises

On se réfère d'abord au guide du SETRA (1998). La question des déplacements est essentiellement abordée au sujet des parois moulées et de leur calcul par la méthode au coefficient de réaction.

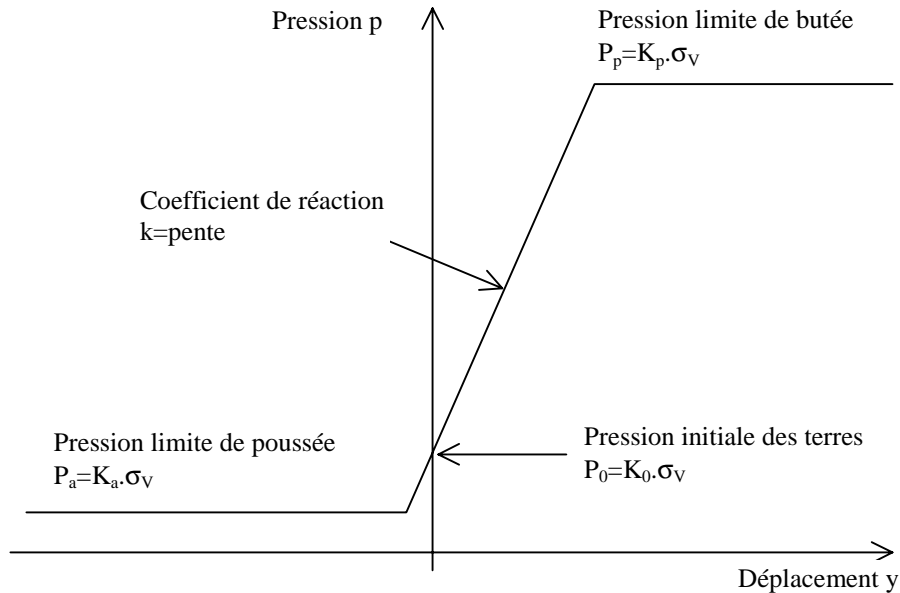


Figure VIII-7 Modélisation du comportement du sol (SETRA, 1998)

La courbe ci-dessus est très semblable à la courbe de Pilot (1979) mais son interprétation est différente : pour Pilot, c'est le déplacement horizontal de l'ensemble de la paroi qui est en abscisse et une force de poussée qui est en ordonnée, alors que maintenant c'est une réponse « ponctuelle » qui lie un déplacement (à une cote donnée) à la pression (à la même cote).

Le document du CETMEF (2000 d), reprend la même courbe dans le même cadre : les soutènements « souples ». Il propose de plus diverses formules pour le coefficient  $k$  en recommandant lors du choix de bien prendre en compte la rigidité du soutènement. On trouve aussi la même courbe dans le fascicule « Actions du terrain » (CETMEF, 2000 e) où l'on peut penser que le cadre d'application recouvre tous les soutènements.

Notons que ces recommandations françaises permettent, au moins théoriquement, de prendre en compte de manière plus détaillée les propriétés du sol. Il n'y a pas de valeurs forfaitaires.

#### **VIII.4.4 Conclusions relatives aux quais**

##### **Complexité du problème et dispersion des données**

Nous avons d'abord étudié les courbes de mobilisation du frottement. Les paramètres intervenant dans l'estimation du déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement sont nombreux avec notamment la nature du sol, sa densité, la taille des grains, la taille de l'échantillon, l'état de la surface d'interaction sol/structure. Les essais de laboratoire permettent d'étudier l'influence des différents paramètres mais seuls les essais à grande échelle permettent de s'abstraire ou de réduire les effets d'échelle. Les deux essais à grande échelle recensés conduisent à des mobilisations complètes atteintes selon les cas pour des déplacements horizontaux de 1,6 cm à 10 cm. Enfin, le comportement d'interface de l'argile est nettement radoucissant dans l'essai à grande échelle.

La complexité n'est pas moins grande pour les courbes de mobilisation de la poussée. Les valeurs expérimentales s'avèrent très dispersées. La plupart des études ont porté sur du sable. Une majorité des auteurs s'accordent à penser que les sables lâches ont une distance de mobilisation de la poussée plus importante que les sables denses. L'expérience en centrifugeuse va dans le même sens, du moins pour la partie du glissement imputable à la mise en place du remblai (qui représente dans cette expérience la plus importante partie du glissement).

##### **Conclusions pratiques**

Le rapprochement des deux types de courbes (frottement/déplacement d'une part et poussée/déplacement d'autre part) met en évidence un danger accru pour les hauteurs soutenues importantes, une base reposant sur de l'argile ou un rapport déplacement de mobilisation de la poussée/hauteur plus important comme c'est le cas pour des sols de faible densité.

Rappelons l'avis de Duncan et al. (1990) : la plupart des problèmes de murs de soutènement sont associés à la présence de sols argileux dans la fondation ou le remblai ; peu de problèmes ont été rencontrés avec des murs fondés sur du sable ou du gravier ; les murs avec un remblai granulaire et fondés sur le rocher ont par contre tendance à être surdimensionnés.

L'examen (sommaire) de comparaison des courbes de mobilisation des efforts et des résistances donnent des indications qui vont dans le même sens.

Les divers guides et règlements donnent des estimations des valeurs de déplacement nécessaire à la mobilisation de la poussée. Mais ils ne proposent aucune valeur pour la mobilisation du frottement. Il faut donc chercher des informations complémentaires en dehors de ces documents si l'on souhaite évaluer le déplacement à l'équilibre.

Ils attirent toutefois l'attention sur un certain nombre de risques : présence d'argile sous le soubassement, hauteur soutenue importante avec des matériaux de mauvaise qualité, retour progressif de la pression des terres de sa valeur de poussée à sa valeur au repos.

Enfin, il convient de prendre en compte les conditions de drainage (voir le chapitre VII).

### **VIII.5 Cas des digues**

Dans le cas des digues, la cause du glissement est très différente de celle des quais, ici, il n'y a pas de poussée des terres mais action de la houle, phénomène qui nécessite un examen probabiliste.

Nous allons développer maintenant l'idée suivante : il n'est pas possible ou en tout cas pas souhaitable (car trop dispendieux) d'empêcher complètement qu'un glissement se produise lors de la plus forte vague de la plus forte tempête que pourra subir l'ouvrage au cours de sa vie.

Le caractère aléatoire de la houle oblige à adopter un point de vue probabiliste. On utilisera en particulier la notion de distance de glissement probable, qui est l'espérance mathématique (la « moyenne ») de la variable aléatoire « distance de glissement » sous l'action de la vague.

#### **VIII.5.1 Les travaux japonais sur la distance de glissement**

Il s'agit là de travaux japonais qui remontent au moins à 1963 avec des travaux expérimentaux (Nagai, 1963). Ces expériences effectuées en bassin de houle à des échelles de 1/20 et de 1/10, permettaient d'enregistrer les pressions exercées sur le caisson en modèle réduit ainsi que son déplacement horizontal. Elles avaient pour but principal de vérifier les formules donnant les forces exercées par une vague déferlante sur une digue verticale, en s'assurant que le mouvement de glissement démarrait à l'instant où la force horizontale dépassait la force résistante.

Ce n'est que plus tard que l'intérêt s'est porté sur la distance de glissement. L'idée a été d'estimer la distance de glissement probable et de fonder le dimensionnement sur cette valeur de manière plus ou moins directe. On peut d'abord citer Ito (1971) qui propose de prendre en compte la distance de glissement et de choisir la vague maximale à considérer dans le dimensionnement.

Cette approche a été reprise et approfondie par Shimosako et al. (1994), Shimosako et Takahashi (1999) puis par Goda et Takagi (2000).

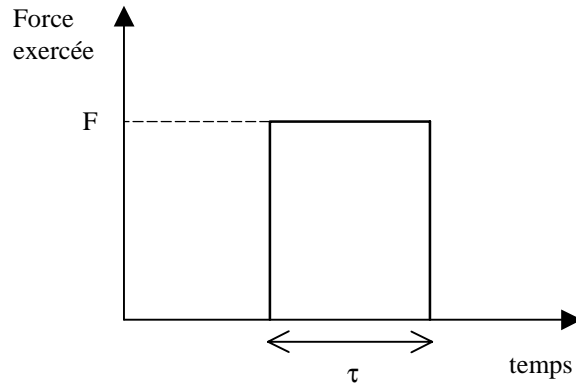
#### **VIII.5.2 La méthode du glissement probable de Ito (1971)**

##### *VIII.5.2.1 Hypothèses et modélisation*

Notons d'abord que ces travaux sont antérieurs à la première version de la formule de Goda (1974), qui donne les pressions horizontales (et aussi verticales) engendrées par l'action de la houle. A cette époque, au Japon, c'était plutôt la formule de Sainflou qui était utilisée pour les vagues non déferlantes et la formule de Hiroi pour les vagues déferlantes (Goda, 2000).

Ito supposait une répartition uniforme de la pression horizontale appliquée sur la paroi et une répartition triangulaire de la pression verticale sous la semelle.

Par rapport aux études statiques, il faut prendre en compte l'aspect dynamique, même très grossièrement. Il est en particulier nécessaire de faire une hypothèse sur l'évolution dans le temps des forces.



**Figure VIII-8 Modélisation de la force due à une vague par une impulsion rectangulaire**

Ito retient une impulsion de forme rectangulaire (voir la figure ci-dessus) pour modéliser l'évolution dans le temps de la force horizontale exercée par une vague sur un caisson.

Il obtient alors l'expression du déplacement  $x$  du caisson pendant une telle impulsion :

$$x = \frac{g}{2W} \frac{F}{fW} (F - fW) \tau^2$$

avec  $W$  le poids,  $f$  le coefficient de frottement et  $g$  l'accélération de la pesanteur.

L'expression proposée, même dans le cadre d'une impulsion rectangulaire, est simplifiée car elle ne prend pas en compte la différence entre le poids déjàugé et la masse à prendre en compte pour l'inertie ni la différence entre la force de frottement pendant l'impulsion (où elle est diminuée par l'effet de la surpression sous le caisson) et la force de frottement après l'impulsion.

En faisant l'hypothèse supplémentaire :  $\tau^2 = kH$ , avec  $H$  la hauteur de la vague<sup>20</sup> et  $k$  le nombre d'onde de la houle, on écrit le déplacement  $S$  du caisson durant  $N$  vagues par :

$$S = N \frac{fgk}{2} \int_{H_c}^{H_{\max}} \frac{F(H)(F(H) - fW)p(H)}{(fW)^2} H dH$$

La relation  $F(H)$  (force horizontale due à une vague de hauteur  $H$ ) est supposée linéaire par morceaux.  $H_c$  représente la hauteur de vague minimale permettant un glissement ;  $p(H)dH$  est la probabilité qu'une vague ait une hauteur comprise entre  $H$  et  $H+dH$ .

<sup>20</sup> On peut trouver, par exemple dans Goda (2000), une définition précise de la hauteur de vague : entre chaque passage de l'élévation de la mer par le niveau zéro, on identifie la plus grande crête ou le plus grand creux. La différence d'élévation entre un creux et une crête qui se suivent immédiatement est la hauteur de la vague. On pourrait distinguer selon que l'on retient la crête puis le creux qui la suit ou bien le creux et la crête qui la suit. Mais cette différence n'est pas prise en compte dans la pratique.

VIII.5.2.2 Principaux résultats

Ito est alors en mesure de calculer sur un exemple le glissement en fonction du dimensionnement (supposé caractérisé par la hauteur de vague critique  $H_c$ ). On retient les valeurs numériques suivantes :

- la profondeur  $h=15$  m ;
- la hauteur immergée du caisson  $d=10$  m ;
- $H_{1/3}=4,5$  m ;
- le coefficient de frottement  $f=0,6$  ;
- le coefficient  $k$  a été évalué pour des vagues irrégulières d'après les résultats sur le glissement total avec  $k=0,025$  s<sup>2</sup>/m pour  $d/h=2/3$  et  $k=0,013$  s<sup>2</sup>/m pour  $d/h=1/3$  ( $d$  profondeur de l'eau au dessus du soubassement,  $h$  profondeur de l'eau).

On obtient alors les résultats suivants :

Rapport $H_c/H_{1/3}$	Glissement S en m pour N=1000 vagues
1,60	0,64
1,80	0,15
2,00	0,04
2,40	0,002
2,85	0,000

**Tableau VIII-5 Glissement cumulé pour une tempête de 1000 vagues en fonction du rapport  $H_c/H_{1/3}$**

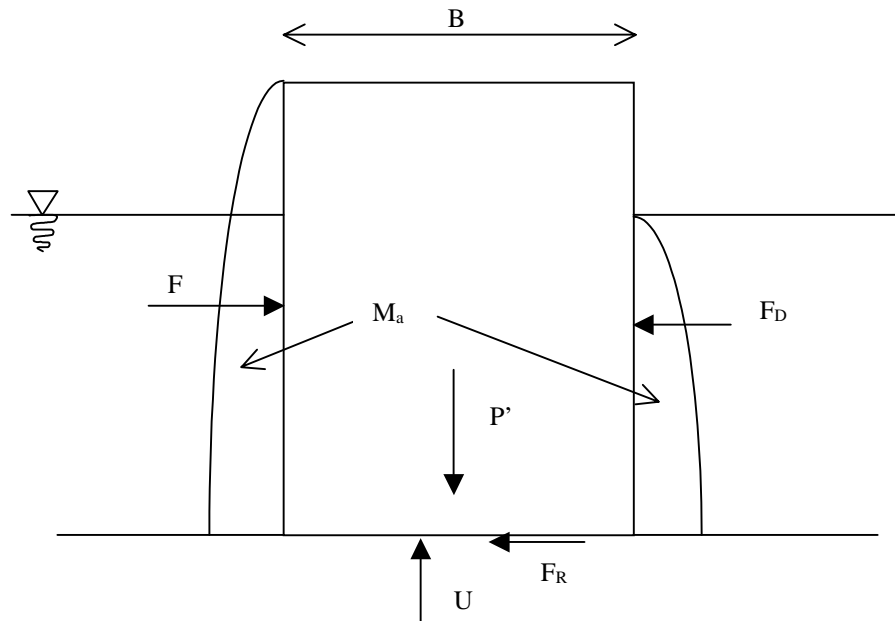
En conclusion, en comparant ces résultats probabilistes et le dimensionnement conventionnel de l'époque, Ito propose de retenir comme vague de dimensionnement  $H_c = 2,0 \times H_{1/3}$  ou la valeur limite donnée par la profondeur d'eau ; il conseille de conserver en plus le coefficient de sécurité global sur le glissement de 1,2. Il donne des abaques permettant de déterminer le glissement probable si les hauteurs de vagues suivent une distribution de Rayleigh<sup>21</sup>.

<sup>21</sup> On suppose que la valeur moyenne de la hauteur des vagues vaut  $\bar{H}$ . Si les hauteurs de vagues suivent la loi de Rayleigh, la probabilité P pour qu'une vague dépasse la hauteur H s'écrit :  $P(H) = \exp\left(-\frac{\pi}{4}\left(\frac{H}{\bar{H}}\right)^2\right)$ .

**VIII.5.3 Travaux de Shimosako et al. (1994) et de Shimosako et Takahashi (1999).**

*VIII.5.3.1 L'article de 1994 : évaluation du glissement en prenant en compte la formule de Goda et une impulsion triangulaire*

Par rapport aux travaux de Ito (1971), Shimosako et al. (1994) soulignent les progrès réalisés dans la connaissance des pressions exercées par la houle notamment la formule de Goda (1974) qui inclut les pressions des vagues déferlantes ainsi que certains perfectionnements ultérieurs de cette formule.



**Figure VIII-9 Forces s'exerçant sur un caisson (Shimosako et al., 1994)**

Ces auteurs écrivent d'abord de manière précise le principe fondamental de la dynamique en prenant en compte la masse ajoutée  $M_a$  (masse d'eau qui suit la dynamique de la structure augmentant d'autant les forces d'inertie) :

$$\left(\frac{P}{g} + M_a\right)\ddot{x} = F - F_R - F_D$$

où  $F_R = f(P' - U)$  est la force de frottement,  $F$  et  $F_D$  sont les forces de pression horizontales dues à la houle qui s'exercent sur chacune des parois verticales du caisson,  $U$  est la force qui s'exerce sous la base du caisson et qui est engendrée par la pression interstitielle due à la houle,  $P$  et  $P'$  sont le poids et le poids déjaugé du caisson.



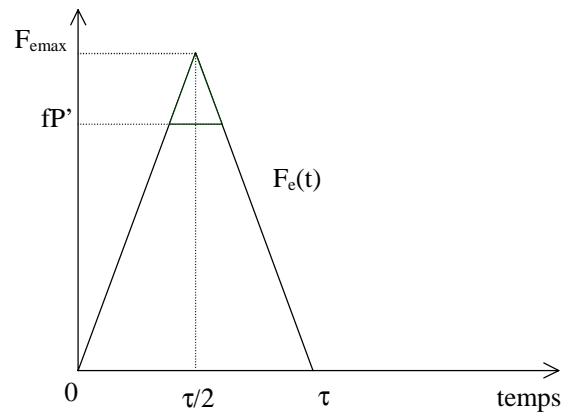
Pour simplifier, ils négligent dans leurs calculs ultérieurs la masse ajoutée et la force  $F_D$  ; ils supposent de plus que les coefficients de frottement statique et dynamique sont égaux. Enfin, la force  $F$  est remplacée par une force  $F_T$ , force au niveau de la base du soubassement qui prend en compte la réponse dynamique du caisson. Cela résulte d'un calcul aux éléments finis de la réponse dynamique du caisson qui prend en compte le comportement du sol et des pressions interstitielles à l'intérieur de celui-ci. L'équation du principe fondamental de la dynamique devient :

$$\left(\frac{P}{g}\right)\ddot{x} = F_T + fU - fP'$$

On définit ensuite une force de glissement équivalente  $F_e$  :

$$F_e = F_T + fU$$

A la différence de Ito (1971), Shimosoko et al. (1994) utilisent une modélisation triangulaire de l'impulsion de force équivalente (voir la figure ci-après).



**Figure VIII-10 Modélisation de la force équivalente due à la houle par une impulsion triangulaire**

Le glissement ne commence que lorsque  $F_e > fP'$ .

Dans ces conditions, l'intégration du principe fondamental de la dynamique par rapport au temps donne la valeur du glissement  $D$  pour une impulsion triangulaire :

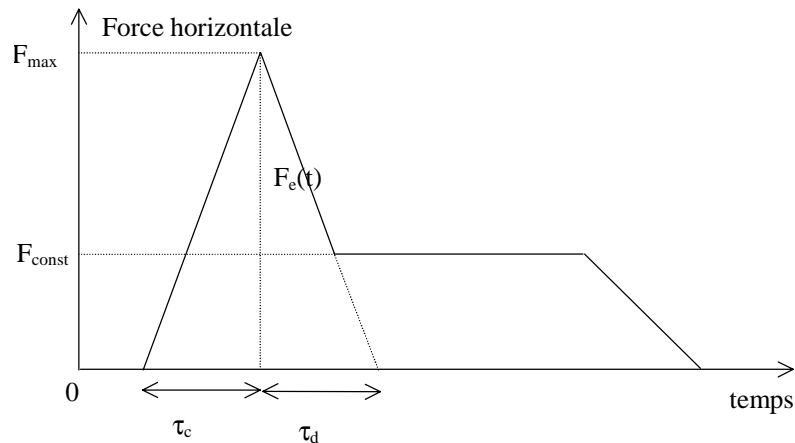
$$D = \frac{g\tau^2 (F_{e \max} - fP')^3 (F_{e \max} + fP')}{8fPP' F_{e \max}^2}$$

Une telle modélisation triangulaire semble assez naturelle à l'examen de la courbe expérimentale  $F(t)$  et  $F_T(t)$  donnée par Shimosako et al. (1994).

Mc Dougal et Sulisz (1990) ont mené des calculs pour une digue verticale sur un soubassement. Ils concluent que l'hypothèse du profil triangulaire peut être valable dans un cas général mais se révèle fautive si la longueur d'onde de la vague est petite, à cause du déphasage spatial ( $B/L > 1$  avec  $B$  la largeur de la digue (voir la figure VIII-9) et  $L$  la longueur d'onde de la houle) ou si au contraire les vagues sont longues ( $h/L < 1/20$  avec  $h$  la profondeur d'eau).

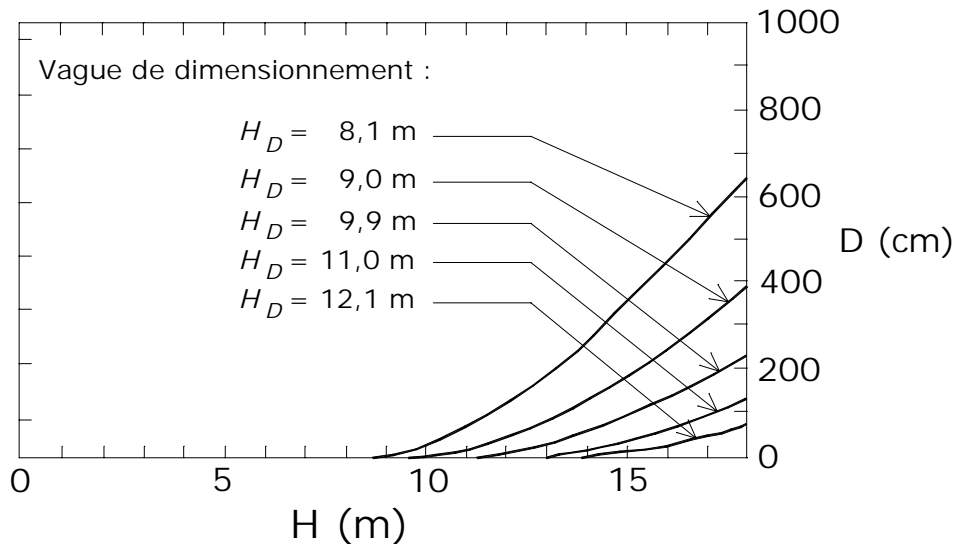
Une telle modélisation triangulaire est reprise par Klammer et al. (1996), avec toutefois la possibilité d'avoir une impulsion dissymétrique. La modélisation de Klammer et al. est fondée sur la construction d'une impulsion triangulaire ayant la même durée que l'expérience pour les phases de croissance et de décroissance de la force ; l'intégrale  $\int F(t)dt$  est égale dans le modèle et dans l'expérience pour chacune des deux phases et la valeur de pic est aussi conservée entre expérience et modèle. Les courbes données par Walkden et al. (1996) vont aussi très nettement dans le sens d'une impulsion triangulaire mais asymétrique.

Enfin, citons la modélisation proposée par le groupe de travail n°28 de l'AIPCN (PIANC, 2001).



**Figure VIII-11 Exemple de paramétrisation de la force d'une vague déferlante sur une paroi verticale, d'après PIANC (2001)**

Shimosako et al. (1994) conduisent, sur un exemple, les calculs présentés précédemment et donnent alors la distance de glissement pour une vague :



**Figure VIII-12 Distance de glissement D d'un caisson pour une vague de hauteur H (Shimosako et al., 1994)**

Enfin, comme Ito (1971), Shimosako et al. (1994) donnent la valeur probable du glissement sur une période de 9 ans, d'un exemple de digue, en fonction de la hauteur de la vague de dimensionnement, pour laquelle on prend le coefficient de sécurité au glissement égal à 1.

### VIII.5.3.2 Les travaux de Shimosako et Takahashi (1999) : proposition d'une méthode de dimensionnement fondée sur la limitation du glissement

Les travaux complémentaires publiés en 1999 par Shimosoko et Takahashi ont permis de compléter ou de préciser les travaux antérieurs.

Ils prennent cette fois-ci en compte la masse ajoutée de l'eau, qu'ils évaluent à  $1,0855\rho h^2$ , avec h la hauteur de l'eau au pied du caisson et  $\rho$  la densité de l'eau. Par contre, ils ne font plus de différence entre F et  $F_T$ , ce qui simplifie la démarche tout en la clarifiant.

Autre différence par rapport aux travaux de 1994 : ils prennent en compte en plus de l'impulsion triangulaire une force sinusoïdale.

Ils mettent en œuvre une simulation numérique probabiliste par la méthode de Monte-Carlo. Ils évaluent la distance moyenne de glissement du caisson comme la moyenne de 5000 simulations portant chacune sur l'ensemble de la durée de vie de l'ouvrage.

Ces calculs ont été confrontés à des expériences sur modèle réduit avec une houle irrégulière, avec une concordance assez satisfaisante.

Les simulations numériques réalisées pour des conditions variées de profondeur d'eau et de houle mettent en évidence que le facteur de sécurité global vis-à-vis du risque de glissement ne donne pas du tout la même sécurité selon les conditions : en faible profondeur, le glissement probable est nettement plus faible (à peu près zéro pour un coefficient de sécurité au glissement lors du dimensionnement pris égal à 1,2) qu'en profondeur plus importante (jusqu'à 1 m dans les calculs effectués toujours avec un coefficient de sécurité de 1,2). **On conclut donc que le dimensionnement ne peut pas être fondé sur ce seul coefficient de sécurité.**

Enfin, Shimosoko et Takahashi proposent une méthode de dimensionnement fondée sur la limitation de la distance probable de glissement à 30 cm (valeur retenue par les auteurs sans justification particulière) ce qui, sur un exemple, permet un dimensionnement plus économique que les méthodes en vigueur, en particulier pour les profondeurs d'eau faibles.

#### *VIII.5.3.3 Travaux de Ling et al. (1999)*

La méthode est assez semblable à celle utilisée par Shimosoko et al., en particulier, Ling et al. prennent aussi en compte l'effet de la masse ajoutée. Ils supposent que les forces verticale et horizontale sont sinusoïdales. L'effet du déphasage entre la force verticale et la force horizontale est étudié : le déplacement diminue quand le déphasage augmente.

Enfin, les auteurs se sont intéressés à un ensemble de données concernant des événements réels et ont comparé les glissements observés à leurs propres résultats obtenus en considérant l'action d'une vague. Il se pose bien sûr la question de savoir combien de telles vagues se sont produites dans une tempête. Pour Ling et al., ce nombre est variable entre 2 et 38, mais en général inférieur à 20. Les écarts entre déplacement mesuré et déplacement réel sont importants ; les auteurs concluent qu'une estimation raisonnable peut être donnée si la hauteur de houle réelle est connue.

Pour atténuer l'importance de l'écart entre réalité et calcul, nous ajouterons aussi qu'au moins dans certains cas, l'écart de déplacement effectivement constaté entre les différents caissons d'une digue est lui aussi important. Le choix de se limiter à des efforts sinusoïdaux, choix sans doute peu réaliste, pénalise aussi peut-être cette étude.

### VIII.5.4 Propositions de Goda et Takagi (2000)

#### VIII.5.4.1 Principes utilisés

Goda et Takagi se situent explicitement dans la suite des travaux de Shimosako et Takahashi (1999). A partir de cette méthode d'estimation de la distance de glissement probable, Goda et Takagi vont présenter une méthode de conception et d'optimisation économique des digues en caissons. L'une des données du problème est la durée de vie de l'infrastructure.

Leur méthode comporte une introduction encore plus poussée du calcul aléatoire et de la simulation. Il s'agit de prendre en compte directement le caractère aléatoire de diverses variables, pour reconstruire une suite de vagues individuelles pour chacune desquelles il faut calculer le glissement éventuel du caisson.

La condition de glissement est exprimée simplement par :

$$F_{\max} > f(P-U)$$

avec les mêmes notations que précédemment, en particulier  $F_{\max}$  est le maximum de la force horizontale due à une vague sur le caisson.

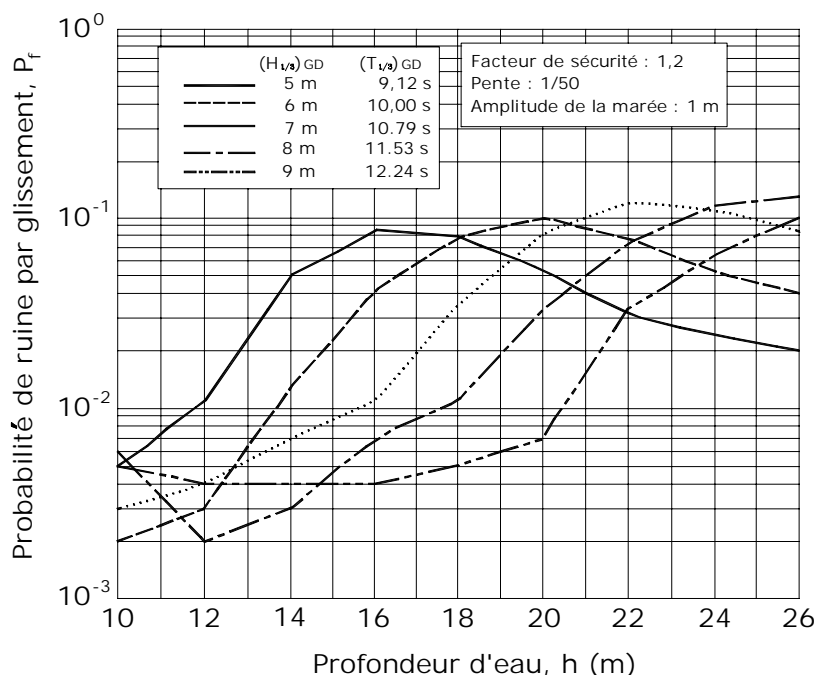
La méthode de calcul du glissement produit par une vague individuelle est la même que celle de Shimosako et al. (1994). Pour gagner du temps de calcul, Goda et Takagi (2000) ne reprennent pas les perfectionnements ultérieurs apportés par Shimosako et Takahashi (1999).

#### VIII.5.4.2 Probabilité de ruine et glissement probable

La méthode développée permet de déterminer la probabilité de ruine pour le dimensionnement classique d'une digue. Les valeurs trouvées s'étalent entre  $2 \cdot 10^{-3}$  et  $10^{-1}$ . Ces valeurs sont considérées comme compatibles avec le recensement établi par Kawai<sup>22</sup> qui estime cette probabilité compte tenu des accidents à  $3 \cdot 10^{-2}$ , pour une durée de vie de 50 ans, le taux annuel moyen étant de  $7 \cdot 10^{-4}$ .

---

<sup>22</sup> Pour les références de ce travail *en japonais*, se reporter à Goda et Takagi (2000).



**Figure VIII-13 Estimation de la probabilité de rupture par glissement d'une digue conçue par la méthode traditionnelle sur une période de 50 ans en fonction de la profondeur d'eau devant l'ouvrage  $h$  (Goda et Takagi, 2000)**

L'estimation de la distance probable pour le dimensionnement classique a été également réalisée. Il a été constaté que la distance de glissement probable commence par augmenter avec la profondeur de l'eau. En eau peu profonde, la hauteur maximale des vagues est limitée. Il y a ensuite un maximum pour une profondeur  $h$  de l'ordre de 3,5 fois la hauteur significative de houle de conception notée  $(H_{1/3})_{GD}$  sur le graphique précédent. Ceci est cohérent avec une remarque analogue de Shimosako et Takahashi (1999).

Ces auteurs ont également étudié l'influence de certains paramètres comme la période de la houle. Ils ont trouvé que, lorsque la période  $T$  croissait, la probabilité de ruine et plus encore la distance de glissement probable croissaient également. Ceci est explicable par l'accroissement de la force de poussée et de la durée d'application de cette force.

#### VIII.5.4.3 Optimisation économique

Les auteurs ont considéré que le glissement d'un caisson de quelques mètres n'avait pas d'impact à court terme sur les opérations portuaires et que l'estimation du coût d'un tel glissement se limitait à la réparation de la digue. Les auteurs ont envisagé plusieurs lois liant le coût de réparation et la distance de glissement, en partant de l'idée que le coût de réparation est nul tant que le glissement est inférieur à 30 cm et que le coût de réparation est le coût de reconstruction quand le glissement a atteint  $b+B/2$  avec  $b$  la distance qui sépare l'arrière du caisson avec le bord du soubassement et  $B$  la largeur du caisson.

Les auteurs ne font pas intervenir de taux d'actualisation dans leurs calculs économiques. L'introduction d'un taux d'actualisation conduirait à abaisser le prix des réparations et donc à diminuer le dimensionnement de la digue.

Notons que l'optimisation du dimensionnement est obtenue par un dimensionnement classique mais avec une vague de dimensionnement optimisée. Les auteurs conservent la hauteur de crête de la digue égale à  $0,6 H_{1/3}$ .

Signalons aussi l'existence d'une approche d'optimisation économique et probabiliste de la conception, prenant en compte plusieurs modes de ruine et non pas seulement le glissement, proposée par Voortman et al. (1999).

#### *VIII.5.4.4 Choix d'une limitation du déplacement*

Goda et Takagi (2000) ont également procédé à une évaluation de la distribution du déplacement. On constate toutefois une dispersion importante du côté des grands déplacements.

Ils trouvent une relation (à peu près) linéaire entre la moyenne  $D_{1/10}$  des 10% des déplacements les plus grands et la distance probable de glissement  $D_m$ . D'après le graphique qu'ils donnent, on peut prendre :

$$D_{1/10} \approx 7 D_m$$

Cela a une conséquence directe sur le choix que l'on peut faire pour la distance de glissement probable de dimensionnement. Shimosako et Takahashi (1999) avaient proposé de prendre 30 cm (voir paragraphe VIII.5.3.2). Une telle valeur conduit pour une digue de 100 caissons à avoir 3 ou 4 caissons déplacés de plus de 2 m, ce qui sera considéré par les autorités portuaires comme un dommage majeur pour la digue.

Cela amène Goda et Takagi (2000) à recommander (avec précautions) une valeur probable du glissement de 10 cm.

### **VIII.5.5 Conclusions relatives aux digues**

Les travaux que nous venons de passer en revue ont tous comme point commun à l'origine d'évaluer le déplacement subi par un caisson lors d'une vague. Il devient alors nécessaire de prendre en compte l'inertie du caisson et la durée d'application de la force.

Pour tous les auteurs, le mouvement commence quand la force horizontale due à la vague devient supérieure à la force (maximale) de frottement. Ceci est très différent de l'approche utilisée pour les quais, où l'accent est mis sur la distance de mobilisation du frottement.

On constate des divergences dans le détail de la modélisation physique entre les différents auteurs. Notamment la force horizontale peut être modélisée par une impulsion rectangulaire ou triangulaire, par une sinusoïde ou encore la superposition d'une sinusoïde et d'impulsions triangulaires. Le traitement de la masse d'eau ajoutée diffère également.

Le traitement de l'aspect probabiliste connaît aussi plusieurs variantes : sommation par intégration en fonction d'une certaine répartition de la densité de probabilité des vagues (Ito, 1971) ou bien simulation de Monte-Carlo (Shimosako et Takahashi, 1999).

Ces méthodes paraissent séduisantes d'un point de vue théorique car elles prennent plus fidèlement en compte l'aspect aléatoire de la houle, ainsi que l'objectif que l'on veut se fixer. Celui-ci peut alors être défini comme une limitation du niveau des dégradations potentielles et de leur risque d'apparition.

Les résultats numériques mettent en évidence le fait que le niveau de sécurité réel de la méthode de dimensionnement classique dépend des situations ; ceci paraît un argument fort en faveur de la prise en compte de ces approches par l'estimation du glissement probable.



### ***VIII.6 Conclusion relative à la limitation des déformations***

Nous avons d'abord examiné dans ce chapitre la mobilisation du frottement sur des expériences de laboratoire et sur des essais à grande échelle. Les résultats montrent une dispersion assez importante. L'interprétation des essais pour des ouvrages nécessite la prise en compte délicate d'effets d'échelle (taille de l'échantillon, taille des grains) et de divers paramètres (rugosité, densité du sol).

Nous avons ensuite été amenés à envisager séparément l'étude des quais et celle des digues : dans le premier cas, la compatibilité des courbes de mobilisation du frottement et de la mobilisation de la poussée des terres est au centre du problème ; dans le second cas, l'étude du glissement créé par chaque vague avec la prise en compte de l'inertie du caisson est primordiale. Par ailleurs, l'étude bibliographique a montré une situation très différente entre les quais et les digues en ce qui concerne le niveau de l'activité de recherche dans chacun de ces domaines.

Dans le domaine des quais, on a trouvé peu de travaux récents et les informations recueillies, souvent dispersées, ne permettent pas de proposer de nouvelles recommandations. L'attention a été attirée toutefois sur le risque d'incompatibilité des déplacements nécessaires pour mobiliser la poussée des terres et ceux régissant la force de frottement dans le cas où le comportement de l'interface est radoucissant (cas d'un sol argileux sous la base) ou pour un remblai de mauvaise qualité soutenu sur des hauteurs importantes. Sans aller jusqu'à l'instabilité, on peut se trouver face à un déplacement qui pourra être jugé excessif (état-limite de service).

Dans le domaine des digues et plus particulièrement des digues en caissons, la situation est très différente. Les chercheurs japonais, en partant sur les mêmes idées que des travaux déjà anciens, ont renouvelé la réflexion sur la possibilité dans le dimensionnement de tolérer une possibilité de glissement. Cette direction paraît particulièrement intéressante même si les travaux les plus récents (Goda et Takagi, 2000) insistent sur les travaux qui restent à effectuer dans le domaine : mieux prendre en compte le déroulement des tempêtes et pas seulement la tempête maximale annuelle, améliorer la connaissance des lois de probabilité pour les événements extrêmes, raffiner les algorithmes en prenant en compte l'incertitude sur les données, effectuer des enquêtes de terrain sur les distances de glissement constatées, etc.

Notons toutefois que cette démarche est très différente de la démarche suivie actuellement en Europe dans le cadre des Eurocodes (voir le paragraphe III.5.3). Mais peut-être la spécificité des digues en caissons justifie-t-elle d'envisager une autre approche ?



## **IX Conclusions**

### ***IX.1 Généralités***

Au terme de cette revue bibliographique, on peut constater la diversité des situations selon les sujets : niveau d'activité des recherches, niveau de consensus. On a souvent relevé des disparités dans les informations fournies par les différentes sources ; ces divergences ont été relevées et commentées mais sans pouvoir forcément trancher sur des points qui restent en débat. Par ailleurs, on a constaté un net clivage entre digues verticales d'une part et quais-poids d'autre part. Les digues verticales constituent un objet de recherche spécifique et actif, ce qui ne semble pas être le cas des quais-poids.

### ***IX.2 Confirmation du bien-fondé de la problématique***

Tout d'abord, les résultats de l'étude bibliographique, au moins pour le cas des digues, ont largement confirmé l'intérêt de la question initiale : développement international des digues verticales, nombre d'accidents, rôle important du glissement dans la pathologie. Certaines études théoriques donnent des indications similaires (Sørensen et Burcharth, 2000) : niveau élevé du risque de ruine pour des digues verticales existantes et en particulier niveau élevé de risque de glissement. L'importance des travaux de recherche dans le domaine des digues verticales contribue aussi à justifier a posteriori cette étude. Les études et les recherches dans le domaine des quais-poids ont paru, en comparaison, beaucoup moins développées : on a dû se tourner vers des travaux sur les murs-poids, pourtant eux-mêmes peu abondants.

### ***IX.3 Méthodes de conception des ouvrages portuaires***

#### **IX.3.1 Les principes classiques**

Au niveau des principes de conception des ouvrages poids portuaires (quais-poids et digues verticales), les méthodes classiques de dimensionnement sont fondées, pour ce qui concerne la stabilité externe, sur trois vérifications :

- glissement,
- renversement,
- poinçonnement du sol de fondation.

Ces vérifications peuvent être menées suivant les anciennes méthodes attribuant pour chaque vérification un coefficient de sécurité global, ou bien être intégrées dans un système de vérification semi-probabiliste utilisant des coefficients de sécurité partiels.

### **IX.3.2 Le développement des méthodes semi-probabilistes**

Ces systèmes sont maintenant bien élaborés pour ce qui concerne les murs-poids (voir par exemple le fascicule 62 titre V, l'Eurocode 7 ou encore ROSA 2000). Notons qu'ils sont ouverts à d'autres types de vérifications que les trois modes de rupture classiques.

Le cas des digues verticales est nettement moins traité. Il faut citer les travaux de Burcharth et Sørensen (1998, 1999) qui, dans le cadre du projet MAST III/PROVERBS, calent les coefficients de sécurité partiels pour les digues verticales selon le degré de connaissance des conditions de houle, la réalisation ou non d'essais sur modèles et la profondeur d'eau. Notons que ces calages sont effectués en utilisant un indice de sécurité fondé sur des objectifs de risques jugés acceptables et fixés a priori.

### **IX.3.3 Diverses critiques sur les vérifications classiques**

Un certain nombre de critiques ont été faites quant au choix des vérifications : vérifications jugées inutiles ce qui est sans doute un moindre mal (et qui concerne des vérifications autres que le glissement), mais aussi vérifications potentiellement insuffisantes du fait de la séparation arbitraire des forces résistances et motrices (difficulté soulevée par Mommessin et Nègre en 1983 pour les murs de soutènement) ou du fait de la séparation arbitraire de l'effet de la force et du moment (objection soulevée par Sekiguchi et Kobayashi en 1994 pour les digues). Les travaux de Mommessin et Nègre sont fondés sur le calcul à la rupture. Les travaux de Sekiguchi et Kobayashi sont fondés sur des calculs élastoplastiques, sur des travaux antérieurs sur les fondations superficielles et sur l'analyse d'un accident. Ils sont confortés par des travaux expérimentaux.

### **IX.3.4 Étude des données d'accidents**

Cette analyse (Werner et al. en 1998, Oumeraci en 1994) montre que le glissement est l'un des modes principaux de ruine. Cela conforte donc le bien-fondé du principe de la vérification au glissement ainsi que la nécessité de procéder à toutes les études nécessaires pour une étude soigneuse de cette condition :

$$H \leq f \times V / \gamma$$

où H représente la force horizontale appliquée,  
V la force verticale (ou normale),  
f le coefficient de frottement à l'interface sol/fondation,  
 $\gamma$  un coefficient de sécurité (associé à f).

On peut définir le coefficient de frottement comme la valeur maximale que peut atteindre le rapport H/V sans que le bloc ne se déplace.

#### ***IX.4 La valeur à retenir pour le coefficient de frottement***

Le choix de la valeur du coefficient de frottement est une question centrale pour la vérification au glissement. Dans le rapport, on a mis l'accent sur les résultats d'expériences à grande échelle et en laboratoire, sur les préconisations des codes et règlements et sur les règles de l'art telles qu'elles sont présentées par divers auteurs. Dans le premier cas, on a décrit le contexte et les résultats des expérimentations. Dans les deux derniers cas, il a été nécessaire de mettre en relation les coefficients de frottement préconisés avec les coefficients de sécurité correspondants. La dispersion des coefficients de frottement est en partie atténuée par la prise en compte du coefficient de sécurité qui lui est simultanément recommandé.

En ce qui concerne le coefficient de frottement entre l'ouvrage et son soubassement, on a relevé plus d'études expérimentales relativement ponctuelles (même si certaines ont mis en œuvre des moyens d'essais importants) que de programmes de recherche scientifique de grande ampleur.

Les recommandations des diverses sources témoignent d'une dispersion des évaluations du coefficient de frottement, ainsi que du nombre de paramètres pouvant intervenir dès l'origine : nature du matériau de soubassement, densité de ce soubassement, état de surface de la semelle, vitesse de chargement, homogénéité de la répartition des contraintes, intensité de la contrainte verticale...

On a noté les nombreuses mises en garde vis-à-vis de la velléité de fonder un ouvrage-poids sur un sol de mauvaise qualité. Il est vivement recommandé de substituer le mauvais sol sous la fondation par une couche de matériau granulaire de bonne qualité. Par exemple, au Japon, l'épaisseur minimale de soubassement demandée pour une digue est de 1,50 m.

Notons également que l'influence de l'eau sur le comportement d'interface d'un matériau granulaire serait loin d'être négligeable au vu de quelques rares expériences (Géminard et al. en 1999, Potyondi en 1961...). Cette question mériterait d'être approfondie.

Enfin, la résistance des matériaux constituant le soubassement aurait également une incidence notable sur la valeur du coefficient de frottement d'après l'expérience japonaise (relatée par l'AIPCN en 1995).

### ***IX.5 La prise en compte des dispositions constructives pour la semelle***

Dans le cas des murs de soutènement, diverses dispositions constructives ont été envisagées pour améliorer la résistance au glissement : bèches pouvant être situées à divers endroits de la semelle, semelle inclinée, semelle à rugosité augmentée. Des dispositions comparables ont pu être utilisées pour les structures offshore (Tani et Craig, 1995). Les travaux de recherche sur les murs sont relativement peu nombreux et les travaux expérimentaux encore plus rares ; les règlements prennent parfois en compte ces dispositions constructives (bèches, semelle inclinée), mais le plus souvent par d'autres moyens que l'augmentation du coefficient de frottement.

Il faut distinguer parmi les divers travaux ceux de Horvarth (1991) qui a comparé les diverses dispositions constructives avec des outils numériques plus élaborés que les autres auteurs. Il conclut notamment que les dispositions consistant à mettre en œuvre une bêche au talon ou une semelle inclinée sont plus intéressantes, en particulier lorsque les forces de poussée sont très élevées (comme celles engendrées par les sollicitations sismiques ou la liquéfaction des remblais par exemple).

Leroux (1992) propose une méthode de calcul permettant de prendre en compte le gain de butée apporté par des bèches sous des caissons au Havre.

L'adaptation de la rugosité de la semelle à la taille moyenne des grains du sol de fondation semble aussi constituer une voie qu'il conviendrait d'explorer. Au vu des expériences de laboratoire (LRPC Nord-Picardie, 1990), de la suggestion des recommandations allemandes (EAU, 1990) et de l'état de l'art japonais (AIPCN, 1995), cette possibilité paraît intéressante mais nécessiterait probablement des validations supplémentaires.

Par ailleurs, certains auteurs ont proposé des procédés pour réduire l'effort de poussée (Elman et Terry en 1988, Li en 1990).

Citons enfin les pratiques japonaises consistant à installer un matelas de caoutchouc (*rubber*) ou d'asphalte entre le caisson et le soubassement en vue d'améliorer l'adhérence.

### ***IX.6 La prise en compte des sollicitations cycliques***

L'effet de sollicitations cycliques sur le coefficient de frottement a été étudié par des essais en laboratoire, des essais (peu nombreux) menés à plus grande échelle, ainsi que des travaux de modélisation menés récemment sur ce problème.

L'action de sollicitations cycliques sur un ouvrage peut, suivant les conditions de drainage, nécessiter la prise en compte du développement des pressions interstitielles à la base de l'ouvrage, pressions qui tendent à diminuer la composante normale de la force effective verticale et donc à diminuer la force de frottement mobilisable.

Des tests en laboratoire relatifs au comportement cyclique de l'interface sol-structure laissent apparaître le fait que, dans le cas où le matériau est drainé, une interface avec des sables lâches présente un caractère « durcissant » (la résistance au cisaillement continue à augmenter avec le nombre de cycles) tandis qu'avec des sables denses, l'interface peut présenter un comportement « radoucissant » (la résistance diminue). Dans ce second cas, on se met du côté de la sécurité en tenant compte de la résistance résiduelle au cisaillement (et non plus la résistance au pic) dans la vérification au glissement.

Dans le cas où le matériau n'est pas drainé (ou seulement partiellement), il convient de déterminer le développement des pressions interstitielles au fur et à mesure des sollicitations cycliques (tempête) et d'évaluer l'effet du drainage le plus précisément possible en évitant de le surestimer.

### ***IX.7 Influence du vieillissement***

La question de l'évolution du frottement au cours de la vie d'un ouvrage a plutôt été abordée par l'étude du comportement d'ouvrages en situation réelle. Cette évolution se fait essentiellement dans un sens favorable d'augmentation du coefficient de frottement.

Il se peut que le vieillissement soit surtout dû aux sollicitations cycliques, via une augmentation de la densité du soubassement. Il semble donc nécessaire que l'ouvrage ait déjà subi des conditions de sollicitations relativement élevées avant de pouvoir résister à sa première tempête. Toujours est-il que certains auteurs assez isolés (Nagai et Kurata, 1974) ont admis une augmentation importante à terme du coefficient de frottement initial dans le cas d'une digue. Tanimoto et al. (1992), plus réservés, estiment que l'effet favorable du temps sur le coefficient de frottement est déjà pris en compte de manière implicite dans le règlement japonais ( $f = 0,60$  associé à un coefficient de sécurité de 1,2).

### ***IX.8 Forces hydrauliques agissant sous la semelle***

Il est important de prendre en compte les effets de la pression et de la circulation de l'eau sous les ouvrages au cours de la vérification du non-glissement. Dans le cas des digues constituées de caissons disposés sur un soubassement en enrochements (appelées digues mixtes), il s'agit d'un sujet d'actives recherches expérimentales et numériques.

En ce qui concerne les forces responsables du glissement, l'examen détaillé de la poussée des terres ou de l'effet de la houle ne rentrait pas dans le champ défini par la présente étude bibliographique. Néanmoins, on a pu constater que ces sujets étaient l'objet de recherches toujours actives.

Nous nous sommes limité essentiellement à l'étude des forces hydrauliques agissant sous la semelle, et plus précisément aux surpressions dues à un écoulement « permanent » ou à la houle (à noter toutefois la prise en compte de l'écoulement dans le calcul de la poussée des terres). L'action de la houle se traduit par des variations de la pression de l'eau sous la semelle et, à certains moments, par une augmentation de cette pression par rapport à la situation sans houle, ce qui est une situation défavorable pour la résistance au glissement. Le domaine de recherche le plus actif est l'effet de la houle avec la prise en compte d'effets non linéaires.

Parmi les conséquences pratiques, on peut retenir, que l'hypothèse habituelle d'une répartition triangulaire des pressions sous la base (voir par exemple Goda, 2000) peut être invalidée par certaines expériences (Marchi indique en 1977 qu'une répartition rectangulaire serait plus appropriée dans certains cas) et que la valeur de la surpression dépend des paramètres géométriques du soubassement dans le cas d'une digue sur un soubassement en enrochements (Tanimoto et Takahashi, 1994), ce qui peut avoir des implications sur la conception géométrique de ces soubassements. La perméabilité des enrochements peut également avoir une influence non négligeable sur la stabilité du soubassement.

### ***IX.9 Une méthode alternative pour les digues : la limitation de la distance probable de glissement***

Cette question de la limitation des déformations possède deux volets dans la mesure où l'on doit distinguer les quais et les digues.

Dans le cas des murs de quais, pour lesquels une déformation même faible peut être incompatible avec les contraintes d'exploitation, il s'agit d'étudier l'équilibre entre les efforts de poussée (qui transmettent les surcharges) et les forces de frottement.

Dans le cas des digues, ouvrages soumis à l'impact de la houle, le travail est plus novateur : certains auteurs proposent des méthodes de dimensionnement fondées non pas sur le non-glissement (ou la limitation du risque de glissement à un niveau jugé acceptable), mais sur la limitation de la distance de glissement probable qui est maintenue à un niveau jugé acceptable.



### **IX.9.1 Cas des quais-poids intérieurs**

En ce qui concerne la condition de glissement d'un quai-poids intérieur, on peut retenir que le déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement dépend de nombreux paramètres (nature du sol, sa densité, taille des grains, taille de l'échantillon, état de la surface d'interaction...). Les essais à grande échelle recensés conduisent à une mobilisation complète atteinte pour des déplacements horizontaux compris entre 1,6 cm et 10,0 cm.

De plus, certains auteurs mettent en évidence le fait que la plupart des problèmes de glissement pour des murs de soutènement poids sont liés à la présence de sols de mauvaise qualité (argile, limons...) dans la fondation ou le remblai. Certains guides attirent l'attention sur le fait que si la distance de mobilisation de la poussée n'est pas atteinte (ce qui peut être le cas pour des sables lâches ou un remblai mal compacté), la pression des terres en amont de l'écran peut être égale à sa pression au repos, donc être sous-estimée dans les calculs. Cela peut amener le quai à se déplacer de façon excessive vis-à-vis des contraintes d'exploitation.

### **IX.9.2 Cas des digues extérieures**

En ce qui concerne la condition de glissement d'une digue extérieure, l'approche par la limitation probabiliste du glissement cumulé constitue une véritable alternative. Cette voie a été ouverte par différents auteurs, essentiellement japonais (Nagai en 1963, Ito en 1971, Shimosako et al. en 1994, Shimosako et Takahashi en 1999, Ling et al. en 1999, Goda et Takagi en 2000). Elle est naturellement compatible avec une approche probabiliste. Son application demanderait sans doute des approfondissements ainsi que le développement d'outils informatiques adéquats.

Cette méthode, qui consiste à évaluer le déplacement subi par un caisson lors de l'impact d'une vague et à en effectuer la somme pour une tempête donnée, nécessite la prise en compte de la durée et de la forme de l'impulsion de la force due à la vague ainsi que des forces d'inertie qui, dans de tels cas, deviennent importantes. Le document de l'AIPCN (PIANC, 2001) évoque lui aussi l'importance de la prise en compte des forces d'inertie lors de l'impact de vagues déferlantes.



**Annexes**

**Table des matières**

<b>ANNEXE 1</b>	<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>165</b>
<b>ANNEXE 2</b>	<b>LISTE DES OUVRAGES POIDS EN FRANCE .....</b>	<b>173</b>
<b>ANNEXE 3</b>	<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>175</b>
<b>ANNEXE 4</b>	<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>179</b>



## Annexe 1

### Références bibliographiques

- Acar, Y. B., Durgunoglu, H. T. et Dumay, M. T., 1982, Interface Properties of Sand, Journal of the Geotechnical Engineering Division, n° GT4, pp. 648-654.
- Andersen, K. H. et Lauritzsen, R., 1988, Bearing Capacity for Foundations with Cyclic Loads, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, n° 5, pp. 540-555.
- Bjerregaard Hansen, P., Denver, H. et Mollerup, E., 1991, Lateral sliding resistance - Large scale sliding tests, Comptes-rendus de la X<sup>ème</sup> conférence CEMSTF, Déformation du sol et déplacements des structures, Florence, édité par Associazione Geotecnica Italiana, Vol. 1, pp. 433-436.
- Bourdeau, Y., Lareal, P. et Didier, G., 1980, Déplacements à la rupture et effets d'échelle dans les essais de poussée des terres, Mécanique des sols appliquée, Comptes-rendus des journées universitaires « génie civil », 22-23 octobre 1980, I.N.S.A. de Lyon, pp. 311-344.
- Bransby, M. F. et Randolph, M. F., 1998, Combined loading of skirted foundations, Géotechnique, Vol. 48, n° 5, pp. 637-655.
- Brumund W. F. et Leonards G. A., 1973, Experimental Study of Static and Dynamic Friction Between Sand and Typical Construction Materials, Journal of Testing and Evaluation, Vol. 1, n° 2 pp. 162-165.
- Bruun, P., 1976, Port engineering, 2<sup>ème</sup> édition, Gulf publishing company, Houston, Texas, ix + 586 p.
- BSI, 1991, Maritime structures, BS 6349.
- BSI, 1994, Code of practice for earth retaining structures, BS 8002, amendé en 1995, 108 p.
- Burcharth, H. F. et Sørensen, J. D., 1998, Design of Vertical Wall Caisson Breakwaters Using Partial Safety Factors, 26<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, pp. 2138-2151.
- Burcharth, H. F. et Sørensen, J. D., 1999, The PIANC factor system for breakwaters, Coastal Engineering '99, sous la direction de Losada, Balkema, pp. 1125-1144.
- Cedergren, H. R., 1977, Seepage, drainage and flow nets, 2<sup>nde</sup> édition, John Wiley & sons, New York, xviii + 534 p.
- CEN, 2000, EN 1990, Eurocode: Basis of Structural Design, 1/12/2000, 88 p.
- CEN, 2001, ENV 1997-1 Eurocode 1997-1, Eurocode 7 Geotechnical design-part 1 General rules, 2/2/2001, 145 p.
- CETMEF, 2000 a, Recommandations pour le calcul des ouvrages maritimes aux états-limites, série : ouvrages ; fascicule quais-poids, extrait de ROSA 2000, 1<sup>ère</sup> édition, 32 p.
- CETMEF, 2000 b, Recommandations pour le calcul des ouvrages maritimes aux états-limites, série : ouvrages ; fascicule talus et pentes, extrait de ROSA 2000, 1<sup>ère</sup> édition, 35 p.
- CETMEF, 2000 c, Recommandations pour le calcul des ouvrages maritimes aux états-limites, série : ouvrages ; fascicule parties en béton des ouvrages, extrait de ROSA 2000, 1<sup>ère</sup> édition, 23 p.
- CETMEF, 2000 d, Recommandations pour le calcul des ouvrages maritimes aux états-limites, série : dispositions communes ; fascicule paramètres d'interaction sol-structure, extrait de ROSA 2000, 1<sup>ère</sup> édition, 24 p.
- CETMEF, 2000 e, Recommandations pour le calcul des ouvrages maritimes aux états-limites, série : actions ; fascicule actions du terrain, extrait de ROSA 2000, 1<sup>ère</sup> édition, 52 p.
- Chan, E. S., 1986, Deep water breaking forces on structures, Sc. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology.

## *Conditions de glissement sous les ouvrages poids : étude bibliographique*

- Chapon, J., 1982, Travaux maritimes, tome 2, quatrième édition mise à jour et augmentée, éditions Eyrolles, 380 p.
- Chapon, J., 1984, Travaux maritimes, tome 1, cinquième édition mise à jour, éditions Eyrolles, 365 p.
- Chow, F. C., Jardine, R. J., Nauroy, J. F. et Brucy F., 1997, Time related increases in the shaft capacities of driven piles in sand, *Géotechnique*, Vol. 47, n° 2, pp. 353-361.
- Ciortan, R., 1994, Efficient solutions for Gravity Quays Construction, *Comptes-rendus du 28<sup>ème</sup> Congrès International de Navigation*, Séville, 22-27 mai 1994, Section II-3, pp. 107-112.
- Clayton, C.R.I., Militisky, J. et Woods, R.I., 1993, *Earth pressure and Earth-retaining Structures*, 2<sup>nde</sup> édition, Blackie Academic & professional, 398p.
- Clough, G. W. et Duncan, J. M., 1971, Finite element analyses of retaining wall behavior, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, n° SM 12, pp. 1657-1673.
- Corfdir, A., 1996, Calcul à la rupture: étude d'une suite de cinématiques, cas de l'axisymétrie. *C. R. Acad. Sci. Paris, Série II b*, pp. 647-654.
- Corfdir, A., 1997, Analyse de la stabilité d'ouvrages en gabions cellulaires par la théorie du calcul à la rupture. Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 321 p.
- Cornick, H. F., 1968, *Dock and harbour engineering, Volume 1, The design of docks*, Charles Griffin & co, vi + 338 p.
- Cornick, H. F., 1969, *Dock and harbour engineering, Volume 2, The design of harbours*, Charles Griffin & co, xvi + 352 p.
- Coyle, H. M. et Sulaiman, I. H., 1967, Skin friction for steel piles in sand, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol 93, n° SM 6, pp. 261-278.
- Dawson, T. H., 1983, *Offshore Structural Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, ix. + 346 p.
- Delattre, L., 1999, Comportement des écrans de soutènement - Expérimentations et calculs, Thèse de doctorat de l'ENPC, 492 p.
- Desai, C. S., Drumm, E. C. et Zaman, M. M., 1985, Cyclic testing and modeling of interfaces, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, n° 6, pp. 793-815.
- Det Norske Veritas, 1974, *Rules for the Design, Construction and Inspection of Fixed Offshore Structures*.
- Dieterich, J. H., 1972, Time-Dependent Friction in Rocks, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 77, n° 20, pp. 3690-3697.
- Ditlevsen, O. et Madsen, H. O., 1996, *Structural reliability methods*, John Wiley and sons, xi + 371 p.
- Diviney, J. D., 1990, Performance of large gravity walls at Eisenhower and Snell locks, in "Design and Performance of Earth Retaining Structures", *Proceedings of a Conference, 18-21/6/1990, Ithaca, New York*, sous la direction de Lambe P. C. et Hans L. A., ASCE Geotechnical Special Publication n° 25, pp. 278-291.
- Dubreucq, T., 1999, Renforcement des fondations superficielles par inclusions planes horizontales extensibles - Quelques effets de taille dans le frottement sable - inclusion, thèse de l'ENPC, vii + 340 p.
- Dufour, C., 1964, Poussée des massifs pulvérulents, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 199-200, juillet - août 1964, pp. 823-835.
- Duncan, J. M., Clough, G. W. et Ebeling, R. M., 1990, Behavior and design of gravity earth retaining structures, *Proceedings of a Conference, 18-21/6/1990, Ithaca, New York*, sous la direction de Lambe P. C. et Hans L. A., ASCE Geotechnical Special Publication n° 25, pp. 251-277.
- EAU 1990, 1992, *Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways*, sixth English edition, Ernst & Sohn, xxvi + 623 p.
- Elman, M. T. et Terry C. F., 1988, Retaining Walls with Sloped Heel, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, n° 10, pp. 1194-1199.
- Elman, M. T. et Terry, C. F., 1987, Retaining Walls with Sloped Base, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113, n° 9, pp. 1048-1054.

## Annexe I

- Fakharian K. et Evgin, E., 1993, A three dimensional apparatus for cyclic testing of interfaces. Proceedings of the 46<sup>th</sup> Annual Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, Canada, pp. 485-493.
- Fakharian, K. et Evgin, E., 1997, Cyclic Simple-Shear Behavior of Sand-Steel Interfaces under Constant Normal Stiffness Condition, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, n° 12, pp. 1096-1105.
- Fang, Y.-S. et Ishibashi, I., 1986, Static Earth Pressures with Various Wall Movements, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 112, n° 3, pp. 317-333.
- Fang, Y.-S., Chen, J.-M. et Chen, C.-Y., 1997, Earth Pressures with Sloping Backfill, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 123, n° 3, pp. 250-259.
- Faou, J., 1966, Étude expérimentale de la poussée d'un massif pulvérulent, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n° 222, juin 1966, pp. 695-696.
- Faou, J., 1967, Étude expérimentale de la poussée des massifs pulvérulents, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n° 234, juin 1967, pp. 806-808.
- Franco, L., 1994, Vertical breakwaters : the Italian experience, Coastal Engineering, Vol. 22, pp. 31-55.
- Géminard J.-C., Losert, W. et Gollub, J. P., 1999, Frictional mechanics of wet granular material, Physical Review E, vol. 59, n° 5, pp. 5881-5889.
- Géminard J.-C., Losert, W. et Gollub, J. P., 2001, Frictional mechanics of granular materials : wet friction, aging, and binary mixtures, Powders and Grains 2001, Proceedings of the fourth international conference on micromechanics of granular media, Sendai, Japan, 21-25 May 2001, sous la direction de Y. Kishino, A. A. Balkema, pp. 327-330.
- Gent (van), M.R.A., 1995, Porous Flow through Rubble-Mound Material, Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol. 121, n° 3, pp. 176-181.
- GEO, 1998, Guide to retaining wall design, Geotechnical engineering office, deuxième réimpression de la deuxième édition, Hong Kong, 258 p.
- Goda, Y., 1974, New wave pressure formulae for composite breakwaters, Fourteenth Coastal Engineering Conference, 24-28 juin, Copenhague, Vol. III, pp. 1702-1720.
- Goda, Y., 1985, Random seas and design of maritime structures, University of Tokyo Press.
- Goda, Y., 2000, Random seas and design of maritime structures, Advanced Series on Ocean Engineering – Vol. 15, World Scientific, xviii + 434 p.
- Goda, Y. et Takagi, H., 2000, A reliability design method of caisson breakwaters with optimal wave heights, Coastal Engineering Journal, Vol. 42, No. 4, pp. 357-387.
- Goh, A. T. C. et Donald, I. B., 1984, Investigation of Soil - Concrete Interface Behaviour by Simple Shear Apparatus, Fourth Australia - New Zealand Conference on Geomechanics, Perth, 14-18 may 1984, pp. 101-106.
- Greco, V., 1997, Stability of retaining walls against overturning, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, n° 8, pp. 778-780.
- Hansbo, S., 1994, Foundation Engineering, Collection « Developments in Geotechnical Engineering » n°75, Elsevier, 519 + xviii p.
- Haraldsson, A. et Wriggers, P., 2000, A strategy for numerical testing of frictional laws with application to contact between soil and concrete, Computer methods in applied mechanics and engineering, n° 190, pp. 963-977.
- Heins, W.F. et de Leeuw, E. H., 1977, Large Scale Cyclic Loading Tests, Comptes rendus du neuvième congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Tokyo, Vol. 1, pp. 541-544.
- Horn, H. M. et Deere D. U., 1962, Frictional characteristics of minerals, Géotechnique, vol. XII, n° 4, pp. 319-335.
- Horvath, J. S., 1991, Effect of Footing Shape on Behavior of Cantilever Retaining Wall, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, n° 6, pp. 973-978.
- Hoüy, A., 1986, Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier, édité par l'auteur, Metz, 492 p.

## *Conditions de glissement sous les ouvrages poids : étude bibliographique*

- Ingold, T. S., 1979, The effects of compaction on retaining walls, *Géotechnique*, Vol. 29, n° 3, pp. 265-283.
- Ito, Y., 1971, Stability of mixed-type breakwater – a method of « probable sliding distance » – , *Coastal Engineering in Japan*, Vol. 14, pp. 53-61.
- Jiang, G.-L. et Magnan J.-P., 1997, Stability analysis of embankments : comparaison of limit analysis with methods of slices, *Géotechnique*, Vol. 47, n° 4, pp. 857-872.
- Kaiser, P. K. et Hewitt, K. J., 1982, The effect of groundwater flow on the stability and design of retained excavations, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 19, pp. 139-152.
- Kerisel J. et Absi E., 1990, Active and passive earth pressure tables, 3<sup>ème</sup> édition, A. A. Balkema, Rotterdam, 220 p.
- Khay, M. et Vincelas, G., 1998, Essai de frottement sol-béton, rapport d'essai, rapport du centre d'expérimentation routière, Centre d'Études Techniques de l'Équipement Normandie Centre, 8 p +annexes.
- Klammer, P., Kortenhaus, A. et Oumeraci, H., 1996, Wave impact loading of vertical face structures for dynamic stability analysis – prediction formulae – , *Coastal Engineering 1996, Proceedings of the twenty-fifth conference*, 2-6 septembre 1996, Orlando, Florida, pp. 2534-2547.
- Kortenhaus, A., Oumeraci, H., Allsop, N.W.H., Mc Connell, K.J., Van Gelder, P.H.A.J.M., Hewson, P.J., Walkden, M., Müller, G., Calabrese, M. et Vicinanza, D., 1999, Wave impact loads – pressures and forces - , in final report Mast III-Proverbs, Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Volume Ila Hydrodynamic aspects, edited by N.W.H. Allsop.
- Kovarik, J.-B., 1998, La vérification des ouvrages maritimes aux états-limites, *Comptes-rendus des Vèmes journées nationales du Génie civil-génie côtier*, Toulon, 13-15 mai 1998, pp. 377-385.
- Kulhawy F. H. et Peterson, M. S., 1979, Behavior of sand-concrete interfaces, 6<sup>th</sup> Pan American CSMFE, Lima, Pérou, Vol. 2, pp. 225-236.
- Kvalstad, T. J. et de Groot, M. B., 1999, Degradation and residual pore pressure, Chapitre 5 du Volume Iib *Geotechnical aspects*, édité par M.B. de Groot, du rapport final « Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters », , 40 p.
- Lamberti, A. et Martinelli, L., 1999, avec la collaboration de De Groot, M., Golücke, K., Van Hoven, A. et Zwanenburg, C., Hazard analysis of Genoa Voltri breakwater, in *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Final Report*, Vol. Iid Probabilistic Aspects, sous la direction de J.K Vrijling.
- Le Tirant, P., 1979, *Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for the Installation of Petroleum Structures*, éditions Technip, xii + 508 p.
- Lerat, P., 1996, Étude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement simple annulaire, Thèse de doctorat de l'ENPC, Champs-sur-Marne, 300 p. + annexes.
- Leroux, J. B., 1992, Le dimensionnement et la fabrication des caissons de béton : exemple du Port rapide du Havre, *Entreprise QUILLE*, 35 p.
- Leung, C. F., Lee, L. H. et Khoo, E., 1997, Behavior of Gravity Caisson on Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, n° 3, pp. 187-196.
- Li, K. S., 1990, Discussion sur « Retaining Walls with Sloped Heel », *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, n° 12, pp. 1908-1909.
- Ling, H. I., Cheng, A. H.-D., Mohri, Y. et Kawabata, T., 1999, Permanent Displacement of Composite Breakwaters Subject to Wave Impact, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol. 125, n° 1, pp. 1-8.
- Long, R. P., 1990, Discussion sur « Retaining Walls with Sloped Heel », *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, n° 12, pp. 1910-1912.
- Luong, M. P., 1978, État caractéristique du sol, *C. R. Acad. Sc. Paris*, Tome 287, séries A et B, n° 15, pp. 305-307.
- LRPC, 1990 a, Calais – port Est – Essais de frottement pour le prolongement de la jetée ouest de Dieppe, dossier n° 89.50138.1, janvier 1990, 5 p +annexes.



## Annexe I

- LRPC, 1990 b, Le Havre – Route du Môle Central – Essais de frottement pour le prolongement de la jetée ouest de Dieppe, dossier n° 90.50150, décembre 1990, 4 p +annexes.
- Ludema, K. C, 1996, Friction, wear, lubrification, A textbook in Tribology, CRC Press, xiv + 257 p.
- Magnan, J.-P., 1998, Cours de mécanique des sols et des roches, Ecole nationale des Ponts et Chaussées.
- Marchi, E., 1977, Problems of vertical wall breakwater design, Comptes-rendus du XVII<sup>ème</sup> Congrès de l'International Association for Hydraulic Research (IAHR), Baden-Baden, pp. 337-349.
- Marone, C., 1998, The effect of loading rate on static friction and the rate of fault healing during the earthquake cycle, Nature, Vol. 391, pp. 69-72.
- Mc Connel, K. J., Ethelston, D. M. et Allsop, N. W. H., 1998, Low reflection Walls for Harbours : Developpment of New Structures and Application in Hong-Kong, in « Coastlines, Structures and breakwaters », Proceedings of the international conference organized by ICE, 19-20 mars 1998, sous la direction de N.W.H. Allsop, éditions Thomas Elford, pp. 8-69.
- Mc Dougal, W. G. et Sulisz, W., 1990, Wave Interaction With Rubble bases, Journal of Coastal Engineering, Vol. 7, Spring 1990, pp. 139-147.
- MELT, 1993, Fascicule 62 titre V du CCTG - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, 183 p.
- Mitchell, J. K. et Solymar, Z. V., 1984, Time-Dependent Strength Gain in Freshly Deposited or Densified Sand, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 110, n° 11, pp. 1559-1576.
- Mommessin, M. et Nègre, R., 1983, Analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture, Revue Française de Géotechnique, n° 25, pp. 45-53.
- Moss-Morris, A. et Hodge N. M., 1981, Design and Construction of Quay Walls for a Container Terminal Founded on Fissured Clays, Comptes-rendus du 25<sup>ème</sup> Congrès International de Navigation, Edimbourg, 10-15 mai 1981, Section II-4, pp. 557-568.
- Nagai, S. et Kurata, K., 1974, Investigations of wave-pressure formulas due to damage of breakwaters, Fourteenth Coastal Engineering Conference, 24-28 juin, Copenhague, Vol. III, pp. 1721-1740.
- Nagai, S., 1963, Sliding of composite-type breakwaters by breaking waves, Journal of the Waterways and Harbors Division, ASCE, Vol. 89, No. WW1, pp. 1-20.
- Ortigao, J.A.R., Soil Mechanics in the Light of Critical States Theories – An Introduction, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, xvi + 299 p.
- Oumeraci H., Partensky, H. W., Tautenhain, E. et Nickels H., 1992, Large scale model investigation : a contribution to the revival of vertical breakwaters, in Coastal structures and breakwaters, Thomas Telford, Londres, pp. 207-220.
- Oumeraci, H., 1994, Review and analysis of vertical breakwater failures – lessons learned, Coastal Engineering, Vol. 22, pp. 3-29.
- Pastor, J., 1983, Application de l'analyse limite aux milieux isotrope et orthotropes de révolution. Formulation numérique de l'approche statique par la méthode des éléments finis. Thèse de Doctorat d'Etat, USMG-INPG, Grenoble.
- Persson, B.N.J., 2000, Sliding friction, Physical Principles and Applications, second edition, Springer, xi + 515 p.
- Philipponnat, G., 1979, Fondations et ouvrages en terre, Eyrolles, Paris, 402 p.
- PIANC, 1995, Recommendations for the Construction of Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls, PIANC PTC II Working Group 28, Report of Sub-Group C, Final Draft, October 1995, 48 p.
- PIANC, 2001, Recommendations for the Construction of Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls, PIANC PTC II Working Group 28, Main Report, August 2001, 39 p.
- Pilot, G., 1979, Les murs de soutènement , in Cours de mécanique des sols, Tome 3 – Les ouvrages de soutènement, Cours de l'ENPC, 34 p.
- Potyondi, J. G., 1961, Skin friction between various soils and construction materials, Géotechnique, Vol. 11, n° 4, pp. 339-353.

## *Conditions de glissement sous les ouvrages poids : étude bibliographique*

- PROVERBSa, 1999, MAST III/PROVERBS, Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Volume IIa, Hydrodynamic aspects, sous la direction de N. W. H. Allsop, environ 439 p.
- PROVERBSb, 1999, MAST III/PROVERBS, Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Volume IIb, Geotechnical aspects, sous la direction de M. B. de Groot, environ 300 p.
- PROVERBSd, 1999, MAST III/PROVERBS, Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Volume IIc, Probabilistic aspects, sous la direction de J. K. Vrijling, environ 178 p.
- Reimbert, M. et Reimbert, A., 1990, Ouvrages de soutènement – Mémento formulaire, 2<sup>ème</sup> édition actualisée, Eyrolles, Paris, 161 p.
- Rezaie, F., 1994, Étude expérimentale et modélisation du comportement de l'interface sols-structures sous chargements monotone et cyclique, Thèse de doctorat de l'université des Sciences et Technologies de Lille, 62 p. de texte + 91p. non numérotées de figures.
- Roscoe, K. H., 1970, The influence of strains in soil mechanics, *Géotechnique*, Vol. 20, n° 2, pp 129-170.
- Rowe, P. W. et Peaker, K., 1965, Passive earth pressure measurements, *Géotechnique*, Vol. XV, n° 1, pp. 57-77.
- SCG, 1994, Manuel canadien d'ingénierie des fondations, seconde édition, Société canadienne de géotechnique, Richmond B. C., Canada, xix + 558 p.,.
- Schmertmann, J. H., 1991, The Mechanical Aging of Soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 9, pp. 1288-1330.
- Sekiguchi, H. et Kobayashi, S., 1994, Sliding of caissons on rubble mound by wave forces, XIII ICSMFE, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1994, New Delhi, pp. 1137-1140.
- SETRA, 1998, Les ouvrages de soutènement, Guide de conception générale, diffusion SETRA, 154 p.
- Sharour, I. et Rezaie, F., 1997, An Elastoplastic Constitutive Relation for the Soil-Structure Interface Under Cyclic Loading, *Computers and Geotechnics*, Vol. 21, n° 1, pp. 21-39.
- Sharour, I., Bencheikh, B. et Rezaie, F., 1992, Étude du comportement cyclique de l'interface sols-structures, Rapport scientifique, GRECO Rhéologie des géomatériaux, pp. 243-248.
- Sherif, M. A., Fang, Y.-S. et Sherif, R. I., 1982,  $K_A$  and  $K_0$  Behind Rotating and Non-Yielding Walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110, n° 1, pp. 41-56.
- Shimosako, K. et Takahashi, S., 1999, Application of deformation-based reliability design for coastal structures, *Coastal Structures '99*, ed. I. J. Losada, Spain, Balkema, pp. 363-371.
- Shimosako, K., Takahashi, S. et Tanimoto, K., 1994, Estimating the Sliding Distance of Composite Breakwaters due to Wave Forces Inclusive of Impulsive Forces, 24<sup>th</sup> International Conference Coastal Engineering, Kobe, Japan, Vol. 2, pp 1580 – 1594.
- Sørensen, J. D. et Burcharth, H. F., 1999, Application to representative structures. Other representative structures : Mutsu-Ogawara, Nigata East and West, in *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Final Report*, Vol. IId Probabilistic Aspects, sous la direction de J.K. Vrijling.
- Sørensen, J. D. et Burcharth, H. F., 2000, Reliability analysis of geotechnical failure modes for vertical wall breakwaters, *Computers and Geotechnics*, Vol. 26, pp. 225-245.
- STCPMVN, 1981, Catalogue des digues.
- STCPMVN, 1992, Catalogue des quais.
- Sulisz, W., 1995, Effect of Permeability on Stability of Rubble Bases, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol. 121, n° 3, pp 162-166.
- Takahashi, S., 1995, Design of breakwaters, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Version 1.0, 99 p.
- Takahashi, S., 1997, Breakwater Design, Chapitre 10 de « Handbook of port and harbor engineering », par G. S. Tsinker, Chapman & Hall, pp. 951-1043.
- Takayama, T. et Ikeda, N., 1992, Estimation of Sliding Failure Probability of Present Breakwaters for Probabilistic Design, Report of the Port and Harbour Research Institute, Japan, Vol. 31, No. 5, pp. 3-32.

## Annexe 1

- Tanaka, Y., Kotani, T. et Takahashi, M., 1987, Correlation between sliding resistance and surface finishing of rubble mounds. Proc. of Civil Engineering in the Ocean, JSCE, Vol. 3, pp. 131-136. (en japonais)
- Tani, K. et Craig, W. H., 1995, Bearing capacity of circular foundations on soft clay of strength increasing with depth, Soils and Foundations, Vol. 35, n° 4, pp 21-35.
- Tanimoto, K. et Takahashi, S., 1994, Design and construction of caisson breakwaters – the Japanese experience, Coastal Engineering, Vol. 22, pp 54-77.
- Tanimoto, K., Endoh, H. et Takahashi, S., 1992, Field experiments on a dual cylindrical caisson breakwater, 23<sup>rd</sup> Coastal Engineering Conference, Venise, ASCE, New York, pp. 1625-1638.
- Terzaghi, K. et Peck, R. B., 1967, Soil Mechanics in Engineering Practice, second edition, John Wiley & Sons, New York, xx + 729 p.
- Terzaghi, K., 1936, Distribution of lateral pressure of sand on the timbering of cuts, Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering, Cambridge, 22-26 juin 1936, Vol. 1, pp. 211-215.
- Tika, T. E., 1999, Ring Shear Tests on a Carbonate Sandy Silt, Geotechnical Testing Journal, Vol. 22, n° 4, pp 342-355.
- Tsinker, G. P., 1997, Handbook of port and harbor engineering, Chapman & Hall, New York.
- Turgeman, S., 1983, Contribution au calcul des charges limites en milieux isotropes et orthotropes e révolution par une méthode cinématique numérique. Thèse de Doctorat d'Etat, UMG-INPG, Grenoble.
- Uesugi M. et Kishida H., 1991, Discussion sur « Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand » par Poulos, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, n° 9, pp. 1435-1437.
- Uesugi M., Kishida, H. et Tsubakihara, Y., 1988, Behavior of sand particles in sand-steel friction, Soils and Foundations, Vol. 28, n° 1, pp. 107-118.
- Uesugi M., Kishida, H. et Tsubakihara, Y., 1989, Friction between sand and steel under repeated loading, Soils and Foundations, Vol. 29, n° 3, pp. 127-137.
- USACE, 1989, Retaining and Flood Walls, EM 1110-2-2502, US Army Corps of Engineers, 448 p.
- USACE, 1993, Seepage analysis and control for dams, EM 1110-2-1901, change 1, US Army Corps of Engineers, 392 p.
- USAEWES, 1960, The Unified Soil Classification System, Technical Memorandum n° 3-357, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Voortman, H. G. et Vrijling, J. K., 1999, Reliability analysis of the Easchel breakwater, in Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Final Report, Vol. IId Probabilistic Aspects, sous la direction de J.K Vrijling.
- Voortman, H. G., Kuijper, H. K. T. et Vrijling, J. K., 1999, Design procedures – economic optimal design of vertical breakwaters, in Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Final Report, Vol. IId Probabilistic Aspects, sous la direction de J.K. Vrijling.
- VPISU, 1979, User's guide for SSTIPN, Civil Engineering Department, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg.
- Walkden, M. J. A., Hewson, P. J. et Bullock, G. N., 1996, Wave impulse prediction for caisson design, Coastal Engineering 1996, Proceedings of the 25<sup>th</sup> international conference, september 2-6, 1996, Orlando, Florida, edited by B. L. Edge, pp. 2584-2597.
- Werner, S. D., Dickinson S. E., Egan, J. A., Ferritto, J. M., Kaldveer, P., Thiessen, D. A., Serventi, G. M. et Byrne, E. F., 1998, Experience from past Earthquakes, in Seismic Guidelines for Ports, sous la direction de Werner S. D., Technical Council on Lifeline Earthquakes Engineering, Monograph n° 12, ASCE, pp. 2-1 à 2-33.
- Yin Z.-Z., Zhu, H. et Xu G.-H., 1995, A study of deformation in the interface between soil and concrete, Computers and Geotechnics, Vol. 17, pp. 75-92.
- Yoshimi, Y et Kishida, T., 1982, A Ring Torsion Apparatus for Evaluating Friction Between Soil and Metal Surfaces, Geotechnical Testing Journal, Vol. 4, n° 4, pp. 145-152.

*Conditions de glissement sous les ouvrages poids : étude bibliographique*

Ziegler, M., 1987, Displacement dependent earth pressure on retaining walls in sand, Interactions sols-structures, Actes du colloque ENPC, 5-7 mai 1987, pp. 701-708.

## Annexe 2

## Liste des ouvrages poids en France

On donne ici une liste partielle des ouvrages poids construits au cours des 20 dernières années environ en France et à Monaco.

Type de l'ouvrage	Nom de l'ouvrage	Localité	Date de mise en service	Longueur
Caissons BA remblayés	Quai de la Criée	Roscoff-Bloscon (29)	2001	172 m
Caissons BA remblayés	Quai de la Douane	Brest (29)	1996	77 m
Caisson Jarlan	Extension du Môle Pierre Lemaire	Roscoff-Bloscon (29)	1994	40 m
Caisson Jarlan	Extension du Môle Pierre Lemaire	Roscoff-Bloscon (29)	1988	
Caissons montés en éléments préfabriqués en BA servant de coffrage à du béton de remplissage	Quai Vauquois	Conquet (29)	1990	287 m
Caisson Jarlan	Quai	Ouessant (29)	1986-1987	
Quai poids B	Quai Sanceo	Doëlan (29)	1971	1000 m
Quai poids B	Quai Carnot	Concarneau (29)	1998 (confortement)	110 m
Quai B	Quai plaisance	Bénodet (29)	1996	65 m
Mur de Cale	Cale	Trévargan (29)	2000	60 m
Quai poids	Quai 1	(85)	1985	120 m
Quai mur en L	Quai Descournut	Mèze (34)	1999	32 m
Quai mur en L	Quai Nord	Mèze les Nacelles (34)	2001	130 m
Quai mur en L	Quai Mourre-Blanc	Mèze (34)	1998	80 m
Quai d'accostage	Appontement de Sablanceaux	Ile de Ré (17)	1994	19,5 m
Jetée d'accostage	Jetée « Barbotin »	Ile d'Aix (17)	1999	133 m
Quai à colonnes ballastées	Quai Multivrac	Sète (34)	1984	200 m
Quai à colonnes ballastées	Quai J	Sète (34)	1989	78,5 m

*Conditions de glissement sous les ouvrages poids : étude bibliographique*

<b>Type de l'ouvrage</b>	<b>Nom de l'ouvrage</b>	<b>Localité</b>	<b>Date de mise en service</b>	<b>Longueur</b>
Caissons	Extension du quai Jean Voisin	Boulogne-sur-Mer (62)	Années 70	400 m
Caissons	Quai de l'Asie	Le Havre (76)	1989	620 m
Caissons	Quai des Amériques	Le Havre (76)	1990	500 m
Jetée de protection en béton, parements maçonnés préfabriqués	Jetée de Merquel	Mesquer (44)	1997	55 m
Quais	Quais du môle d'Escale	La Rochelle (17)	En partie en 1970	1250 m
Mur en béton	Cale et quai de Kerpallud	Paimpol (22)	2001	110 m
Caissons en béton armé	Quai des Corsaires	St Malo (35)	De 1972 à 1975	250 m
Caissons Jarlan	Prolongement de la jetée Ouest	Dieppe (76)		
Caissons Jarlan	Caissons délimitant le terre-plein	Port de la Condamine (Monaco)	2002 ?	280 m
Caissons Jarlan	Terre-plein	Port de la Condamine (Monaco)	2001 ?	280 m

## Annexe 3

## Liste des figures

Figure II-1 Les deux principaux types de digues .....	7
Figure II-2 Types intermédiaires de digues.....	7
Figure II-3 Quais en rideaux de palplanches (A) et parois moulées (B).....	8
Figure II-4 Quai sur pieux .....	9
Figure II-5 Coupe d'un gabion (A), vue en plan d'une gabionnade avec arcs de raccordement (B) et d'une gabionnade cloisonnée (C).....	9
Figure II-6 Différents types de quais-poids.....	10
Figure II-7 Différents types d'instabilités pour un ouvrage-poids .....	14
Figure II-8 Rupture par glissement, renversement, poinçonnement du sol de fondation .....	15
Figure II-9 Position de la résultante des efforts verticaux dans la semelle .....	16
Figure II-10 Définition de la contrainte de référence.....	18
Figure II-11 Mécanisme cinématique de Mommessin et Nègre (1983) pour un calcul à la rupture .....	19
Figure II-12 Modes de rupture d'une digue verticale et de son soubassement d'après Oumeraci (1994) .....	20
Figure II-13 Forces excentrées agissant sur un caisson et surface limite de charge .....	21
Figure II-14 Influence du moment sur la résistance au glissement ; courbe proposée par Sekiguchi et Kobayashi (1994), points expérimentaux de Tanaka et al. (1987).....	22
Figure II-15 Pic de force pour une vague déferlante (« plunging ») ; T est la période de la vague, $F_h$ la force horizontale par unité de longueur, $\rho g$ le poids volumique de l'eau, $H_b$ la hauteur entre la crête de la vague déferlante et le creux qui suit (Kortenhaus et al., 1999).....	26
Figure II-16 Vérification de la formule de Goda d'après des données de tempêtes (Goda, 2000) .....	29
Figure III-1 Définition du coefficient de frottement .....	33
Figure III-2 Variation du rapport H/V en fonction du déplacement u .....	38
Figure III-3 Localisation des points de mesure des déformations .....	39
Figure III-4 Mode de rupture dans le cas d'un sol remanié ou reconstitué.....	39
Figure III-5 Coupe du caisson cylindrique à paroi double.....	42
Figure III-6 Résistance au cisaillement dans le cas d'un sol fin .....	51
Figure III-7 Correspondance entre $\varphi_0$ et $\varphi$ .....	53
Figure III-8 Prise en compte du matelas de cailloux dans la vérification au glissement (Tsinker, 1997).....	57
Figure III-9 Rupture par glissement pour un mur poids et pour un mur cantilever (CEN, 2001) .....	61
Figure III-10 Diagramme contrainte/déformation (Luong, 1978) .....	63
Figure IV-1 Semelles de fondation inclinée (à gauche), avec une bêche (à droite).....	77
Figure IV-2 Mécanismes de glissement dans le cas d'une semelle inclinée.....	78
Figure IV-3 Utilisation de la méthode des tranches pour une semelle inclinée d'après USACE (1989) .....	80

Figure IV-4 Mécanismes de rupture pour une semelle avec bêche d'après GEO (1998) et BSI (1994).....	81
Figure IV-5 Application de la méthode des tranches pour une semelle avec bêche.....	82
Figure IV-6 Bêches sous les caissons du port rapide du Havre (Leroux, 1992).....	83
Figure IV-7 Formation du cône de butée (Leroux, 1992).....	84
Figure IV-8 Comparaison de différents types de semelle (Horvath, 1991).....	85
Figure IV-9 Ondulations de la semelle des caissons pour le prolongement de la jetée ouest du port de Dieppe.....	87
Figure IV-10 Semelle à talon incliné.....	88
Figure IV-11 Mur sur le mur (1), dalle de structure (2), mur-dalle (3).....	90
Figure IV-12 Exemple de jupes d'une plateforme gravitaire (d'après Tani et Craig, 1995) ...	91
Figure V-1 Exemple de comportement cyclique radoucissant (Fakharian et Evgin, 1997) ....	96
Figure V-2 Réalisation d'essais de cisaillement : A : effort normal imposé, B : raideur constante, C : déplacement vertical nul.....	98
Figure VI-1 Accroissement relatif de la force maximale de frottement ; carrés : expériences avec matériau immergé sans effort de cisaillement, cercles pleins : expériences avec matériau immergé et avec effort de cisaillement, cercles creux : expériences avec du matériau sec (Géminard et al., 2001).....	108
Figure VII-1 Exemple de réseau d'écoulement.....	112
Figure VII-2 Différents cas d'application de la méthode de la ligne de drainage.....	113
Figure VII-3 Exemple de découpage en fragments (d'après USACE, 1993).....	114
Figure VII-4 Utilisation de l'analogie électrique pour l'écoulement sous un écran.....	115
Figure VII-5 Perméabilité relative (rapportée à la perméabilité au régime laminaire) pour différentes tailles des grains d'après Cedergren (1977).....	116
Figure VII-6 Valeur de la perméabilité relative $k_x/k_0$ en fonction du gradient hydraulique $i$ d'après les formules de van Gent (1995).....	117
Figure VII-7 Chemin de drainage $s$ déterminant le gradient hydraulique (cas d'un réservoir d'eau en amont).....	119
Figure VII-8 Inclinaison de la surface de la nappe phréatique.....	120
Figure VII-9 Répartition triangulaire des surpressions dues à la houle sous un caisson reposant sur un soubassement.....	121
Figure VII-10 Les paramètres $h$ , $h'$ et $L$ .....	122
Figure VII-11 Paramètres géométriques du soubassement d'une digue verticale.....	123
Figure VIII-1 Influence de la taille de la boîte sur le déplacement au pic réduit $U^*=U/L$ , $L$ étant le côté ou le diamètre, pour diverses valeurs de la contrainte normale moyenne, d'après Dubreucq (1999).....	127
Figure VIII-2 Relation entre force et déplacement pour la poussée et la butée sur un écran de soutènement.....	129
Figure VIII-3 Influence du mouvement du mur sur la pression horizontale d'un sable (SCG, 1994).....	131
Figure VIII-4 Relation entre la pression des terres et le mouvement de rotation du mur (USACE, 1989, reprenant lui-même un document de la Navy de 1982).....	131
Figure VIII-5 Détermination du déplacement de l'ouvrage à l'équilibre.....	133
Figure VIII-6 Exemple où l'équilibre est impossible par incompatibilité des déplacements.....	134
Figure VIII-7 Modélisation du comportement du sol (SETRA, 1998).....	139
Figure VIII-8 Modélisation de la force due à une vague par une impulsion rectangulaire....	142
Figure VIII-9 Forces s'exerçant sur un caisson (Shimosako et al., 1994).....	144
Figure VIII-10 Modélisation de la force équivalente due à la houle par une impulsion triangulaire.....	145



Figure VIII-11 Exemple de paramétrisation de la force d'une vague déferlante sur une paroi verticale, d'après PIANC (2001)..... 146

Figure VIII-12 Distance de glissement D d'un caisson pour une vague de hauteur H (Shimosako et al., 1994)..... 147

Figure VIII-13 Estimation de la probabilité de rupture par glissement d'une digue conçue par la méthode traditionnelle sur une période de 50 ans en fonction de la profondeur d'eau devant l'ouvrage h (Goda et Takagi, 2000)..... 150



## Annexe 4

## Liste des tableaux

Tableau II-1 Relation entre le rapport R et le pourcentage de la semelle en compression (USACE, 1989) .....	17
Tableau II-2 Accidents d'ouvrages poids dus à des séismes (Werner et al., 1998) .....	28
Tableau II-3 Données d'accidents (Nagai et Kurata, 1974) .....	29
Tableau III-1 Coefficient de frottement en fonction de la contrainte normale moyenne .....	35
Tableau III-2 Caractéristiques de la couche superficielle de l'argile morainique du Grand Belt .....	37
Tableau III-3 Synthèse des résultats des essais de Bjerregaard Hansen et al. (1991) .....	38
Tableau III-4 Influence de l'effort normal V et de l'excentrement de H .....	41
Tableau III-5 Divers résultats expérimentaux japonais obtenus avec du béton préfabriqué (PIANC, 1995) .....	43
Tableau III-6 Valeurs de l'angle de frottement et du coefficient de frottement entre du béton et un sable dense (Potyondi, 1961) .....	44
Tableau III-7 Valeurs des coefficients de frottement moyen pour les expériences avec du mortier de Brumund et Leonards (1973) .....	45
Tableau III-8 Valeur de l'angle de frottement et du coefficient de frottement à l'interface sable de rivière/béton dans les expériences de Clemence citées par Kulhawy et Peterson (1979) .....	46
Tableau III-9 Valeur du coefficient de frottement en fonction de la densité relative, résultats d'Acar et al. (1982) .....	47
Tableau III-10 Angle et coefficient de frottement avec du sable de Frankston sec (Goh et Donald, 1984) .....	47
Tableau III-11 Coefficient de frottement en fonction du type de sol (Elman et Terry, 1988) .....	55
Tableau III-12 Coefficients de frottement pour la conception des digues (Takahashi, 1997) .....	56
Tableau III-13 Tableau récapitulatif des valeurs du coefficient de frottement données par les divers auteurs .....	58
Tableau III-14 Coefficient de sécurité partiel $\gamma_z$ portant sur le coefficient de frottement pour une probabilité de ruine fixée à 0,10 (Burcharth et Sørensen, 1999) .....	67
Tableau III-15 Coefficient de sécurité partiel $\gamma_H$ portant sur la hauteur de vague pour une probabilité de ruine fixée à 0,10 (Burcharth et Sørensen, 1999) .....	67
Tableau III-16 Valeur du coefficient de frottement en fonction du type de sol (SCG, 1994) .....	70
Tableau III-17 Valeur de l'angle de frottement en fonction du matériau de la fondation (GEO, 1998) .....	71
Tableau III-18 Récapitulation des conditions de frottement selon divers règlements .....	73
Tableau IV-1 Angle d'inclinaison recommandé pour une semelle (Elman et Terry, 1987) .....	79
Tableau IV-2 Prise en compte d'une rugosité adoptée par l'EAU (1990) .....	86
Tableau IV-3 Angle de frottement maximal pour diverses valeurs de la contrainte normale moyenne avec un bloc de béton ayant une base ondulée ou lisse (LRPC, 1990 a, b) .....	87
Tableau V-1 Résultats d'essais (Heins et de Leeuw, 1977) .....	94
Tableau V-2 Caractère radoucissant ou non sous sollicitation cyclique selon divers essais ...	97

Tableau VI-1 Influence de l'âge et de l'état des blocs de couverture sur le coefficient de frottement d'après Nagai et Kurata (1974) .....	109
Tableau VI-2 Influence du tassement du soubassement sur le coefficient de frottement d'après Tanimoto et al. (1992) .....	110
Tableau VII-1 Types de matériaux examinés avec la formule de van Gent (1995).....	118
Tableau VIII-1 Déplacement au pic dans les expériences de Lerat (1996) ; essais à volume constant, pression de confinement initiale de 200 kPa.....	128
Tableau VIII-2 Comparaison des déplacements nécessaires à la mobilisation de la poussée et du frottement .....	134
Tableau VIII-3 Rotation du mur pour atteindre la rupture (SCG, 1994) .....	137
Tableau VIII-4 Rotation du mur pour atteindre la rupture (GEO, 1998).....	138
Tableau VIII-5 Glissement cumulé pour une tempête de 1000 vagues en fonction du rapport $H_c/H_{1/3}$ .....	143