

Condition de glissement sous les ouvrages poids portuaires Étude bibliographique

A. CORFDIR

CERMES, ENPC/LCPC
Institut Navier
6 et 8, avenue Blaise-Pascal
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2
corfdir@cermes.enpc.fr

J.-J. TRICHET

CETMEF
2, bd Gambetta
BP 60039
60321 Compiègne
cetmef@equipement.gouv.fr

Résumé

Un grand nombre d'ouvrages portuaires résistent aux efforts horizontaux qui leur sont appliqués par la mobilisation d'un frottement sur leur base (digues verticales, quais poids, quais en caissons...). La bonne connaissance des conditions de glissement de ces ouvrages permet d'en optimiser la masse et donc, de manière directe, le coût. Les pratiques actuelles restent très sommaires et simplistes dans l'appréciation de la mobilisation du frottement sous les ouvrages poids. La présente étude consiste en une revue de la condition de glissement sous les ouvrages poids portuaires. Ont été examinés guides et règlements, ouvrages techniques, articles scientifiques, rapports de recherche, ainsi que certains comptes rendus d'essais. Dans le cas des digues verticales, les travaux se sont avérés nombreux et confirment l'importance du rôle de la condition de glissement. Nous avons abordé de nombreux aspects comme les principes de vérifications des ouvrages, l'étude des accidents, le coefficient de frottement tel qu'il ressort des recommandations, des essais à grande échelle et des essais de laboratoire, l'effet de dispositions constructives sous la semelle, l'effet du vieillissement et des sollicitations cycliques, le rôle joué par le développement des pressions interstitielles. Nous présentons aussi les modes de dimensionnement alternatifs qui ont été proposés autour de la notion de limitation de la distance de glissement des caissons.

L'étude complète est disponible sur le site Internet du Cetmef : www.cetmef.equipement.gouv.fr, Rubrique : Les Publications - Ouvrages & Équipements.

Mots clés : ouvrages poids, dimensionnement, coefficient de sécurité, quai, digue, glissement, frottement, interface, cyclique, semelle, jupe, bêche, fiabilité.

Sliding condition for wharves and breakwaters A bibliographical review

Abstract

A large number of harbour structures resists to horizontal efforts by mobilizing friction on their base (vertical dikes, quays weights, quays in caissons). A good knowledge of the sliding conditions of these structures will allow optimizing their mass and, as a direct consequence, their cost. In current practice, the appreciation of the mobilization of friction under such structures remains very summary and simplistic.

The present study consists of a review of the sliding condition under gravity type structures. Guides, regulations, technical works, scientific papers, research reports as well as certain trial reports were examined. In the case of vertical breakwaters, the numerous scientific papers examined confirm the importance of the role of the sliding condition. Various aspects have been considered in this study : the principles of verifications, the

study of accidents, the coefficient of friction as defined by recommendations, large-scale trials and laboratory trials, the effect of special devices like shear key under the footing, the effect of aging and of cyclic loads, the role played by the development of pore pressure. This paper also presents alternative design methods based on the concept of limitation of the sliding distance of the caissons.

The full report is available on the Cetmef web site : www.cetmef.equipement.gouv.fr, Heading : Les publications – Ouvrages & équipements.

Key words : gravity-type, design, safety factor, quay, breakwater, sliding, friction, interface, cyclic, footing, skirt, (shear) key, reliability.

1

Introduction : les différents types d'ouvrages poids portuaires envisagés

Nous considérerons ici les ouvrages poids portuaires, digues (Fig. 1) et quais (Fig. 2) qui ont une semelle en béton (ou en maçonnerie). Sont donc exclus les digues à talus, les ouvrages en gabions qui posent des problèmes spécifiques. Tous les ouvrages pris en compte doivent résister à d'importants efforts horizontaux grâce au frottement de la semelle de fondation sur le sol, le sol naturel étant généralement remplacé par un matériau granulaire, du sable à l'enrochement. Pour la description de ces ouvrages et de leurs variantes, on peut se rapporter à divers documents dont (Tsinker, 1997 ; Takahashi, 1997 ; STCPMVN, 1981, 1992 ; Chapon, 1882, 1984 ; Bruun, 1976). Le principe de ces ouvrages est ancien mais l'utilisation des digues verticales a connu un renouveau (Oumeraci, 1994) en particulier au Japon (Tanimoto et Takahashi, 1994) et en Italie (Franco, 1994). De nombreux travaux de recherche ont

soutenu ce développement dont ceux de Goda (1974, 1985, 2000), Oumeraci *et al.* (1992).

Nous allons aborder successivement divers aspects : principes de vérification des ouvrages poids portuaires, coefficient de frottement sous la semelle, prise en compte de dispositions constructives sous la semelle, prise en compte de l'effet des sollicitations cycliques, prise en compte des surpressions instantanées dues aux vagues, limitation des déformations. Une présentation plus complète pourra être trouvée dans le document CETMEF (Corfdir, 2002).

2

Principes de vérification des ouvrages poids portuaires

2.1

Les vérifications classiques

Les méthodes classiques de dimensionnement des ouvrages poids portuaires sont fondées, pour ce qui

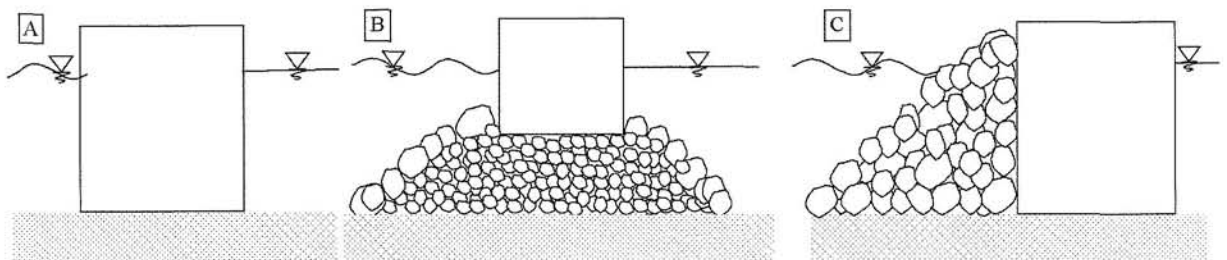


FIG. 1 Types de digues : verticale (A), mixte (B), armée (C).

Types of breakwaters: vertical wall breakwater, composite breakwater, horizontal composite breakwater.

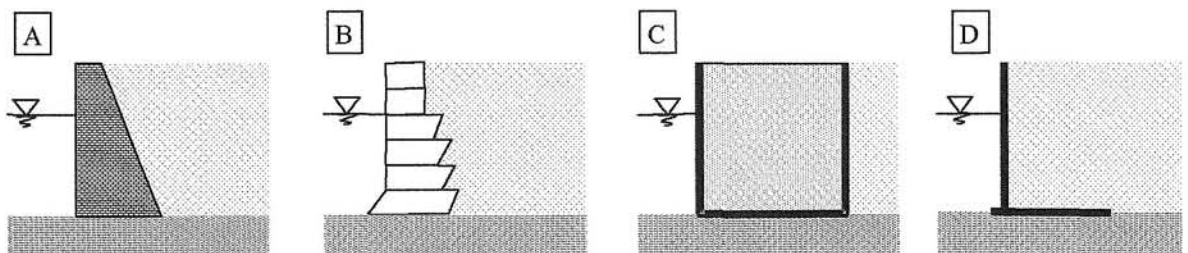


FIG. 2 Types de quais : maçonnerie (A), blocs de béton (B), caissons (C), murs en L (D).

Types of wharves : masonry (A), concrete blocks (B), caissons (C), L-shaped wall (D).

concerne la stabilité externe, sur trois vérifications : glissement, renversement, poinçonnement du sol de fondation (Fig. 3) (GEO, 1998 ; SETRA, 1998 ; Clayton *et al.*, 1993 , USACE, 1989).

Rappelons comment s'écrit la condition de non-glissement :

$$H < f \times V \quad (1)$$

où H représente la force horizontale appliquée, V la force verticale (diminuée des forces de pression hydraulique s'exerçant sous la semelle) et f le coefficient de frottement, que l'on peut définir comme la valeur maximale que peut atteindre le rapport H/V sans que le bloc se déplace significativement.

Ces vérifications peuvent être menées en 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, comme dans le CD ROSA 2000 (CETMEF, 2000).

2.2

Le développement des méthodes semi-probabilistes

Ces méthodes sont maintenant bien élaborées pour ce qui concerne les murs-poids ; voir notamment l'Eurocode 7 (CEN, 2000, 2001) ou bien ROSA 2000 (CETMEF, 2000). Notons qu'elles sont ouvertes à d'autres types de vérifications que les trois modes de rupture classiques.

Le cas des digues verticales est nettement moins bien traité que celui des murs-poids. Burcharth et Sørensen (1998, 1999) ont calé 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 faible ou grande de l'eau. Différents calages ont été réalisés selon la valeur de la probabilité de ruine acceptée pendant la durée de vie de calcul de l'ouvrage.

2.3

Étude des données d'accidents

Les données d'accidents ont été étudiées notamment par Cornick (1968) puis par Oumeraci (1994) pour les digues verticales et les digues verticales armées soumises à des tempêtes et par Werner *et al.* (1998)

pour des quais et des digues soumis à des séismes. On peut encore citer les travaux de Goda (1974, 2000) et de Nagai et Kurata (1974) et (AIPCN, 2001). Ces travaux confirment que le glissement est l'un des modes principaux de ruine pour ces types d'ouvrages. Ainsi, dans l'étude de Werner *et al.* (1998), on trouve 16 cas sur 21 où le glissement est l'un des modes de ruine (parfois le mode prédominant) et dans l'étude d'Oumeraci (1994), ce sont 8 cas sur 17 où le glissement intervient. L'analyse des accidents conforte donc le bien-fondé du principe de la vérification au glissement, ainsi que le besoin de procéder à toutes les études nécessaires pour une vérification soignée de cette condition.

Cette analyse est corroborée par certaines études théoriques. L'étude de simulation menée par Voortman et Vrijling (1999) conclut aussi à la grande importance du mode de rupture par glissement. Sørensen et Burcharth (1999) trouvent, eux aussi, que la probabilité de ruine par glissement peut atteindre ou dépasser la moitié de la « probabilité-système » (prise par les auteurs comme la probabilité maximale pour l'ensemble des modes de ruine étudiés) dans le cas où il n'y pas eu d'essai sur modèle en vue d'affiner la conception de l'ouvrage. Mais le cas étudié par Lambert et Martinelli (1999) conduit à une probabilité de rupture par glissement nettement inférieure à celle d'autres modes.

2.4

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 (vérification au renversement), mais aussi vérifications pouvant être globalement insuffisantes. Ce dernier point a été signalé par Mommessin et Nègre (1983) pour les murs de soutènement, dans le cadre du calcul à la rupture (Fig. 4) : ils ont montré qu'il existait des cas de ruine alors que les trois conditions de vérification habituelles sont satisfaites. La séparation arbitraire en deux conditions de vérification de l'effet de la force et du moment (Fig. 5) est une difficulté qui a été soulevée par Sekiguchi et Kobayashi (1994) pour les digues : la prise en compte simultanée de la force et du moment a pour résultat une résistance plus faible. Leurs travaux sont fondés sur des calculs élastoplastiques, mais aussi sur des travaux antérieurs sur les fondations superficielles et sur l'analyse d'un accident. Elles sont confortées par des travaux expérimentaux (Tanaka *et al.*, 1987). L'ana-

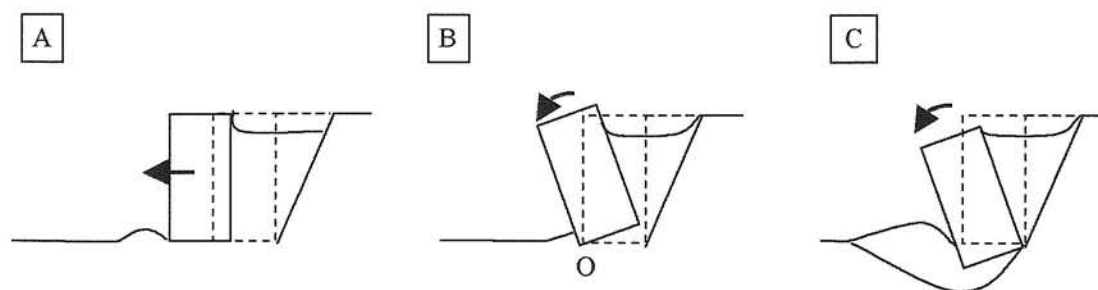


FIG.3 Rupture par glissement (A), renversement (B), poinçonnement du sol de fondation (C) pour un quai.

Types of wharf failures : sliding (A), overturning (B), bearing capacity failure (C).

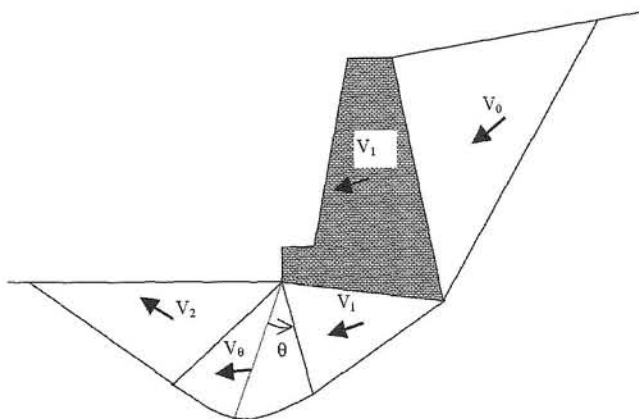


FIG. 4 Mécanisme cinématique de Mommessin et Nègre (1983) pour un calcul à la rupture.
Kinematic field for limit analysis by Mommessin and Nègre (1983).

lyse des accidents évoquée dans le paragraphe précédent va dans le même sens, avec souvent des combinaisons de modes de rupture. Notons que l'analyse limite pratiquée grâce à un code d'éléments finis doit permettre de s'affranchir de ce problème (voir par exemple, Jiang et Magnan, 1997).

3

Valeur du coefficient de frottement

3.1

Les résultats expérimentaux

Le choix de la valeur du coefficient de frottement est une question centrale pour la vérification au glissement. Les informations peuvent être de différents types : résultats d'expériences à grande échelle, résultats d'expérience en laboratoire, préconisations et règles de l'art de divers auteurs, codes et règlements.

En ce qui concerne les expériences à grande échelle sur le coefficient de frottement entre l'ouvrage et son soubassement (le soubassement est un matelas de matériau granulaire sur lequel repose l'ouvrage), 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. Il faut citer :

les essais pour le port de Constanza en Roumanie (Ciortan, 1994), les essais pour le port de Botany en Australie (Moss-Morris et Hodge, 1981), les essais pour le pont du Grant Belt au Danemark (Bjerregaard Hansen *et al.*, 1991), les essais menés pour le port de Dieppe (LRPC, 1990a et b), les essais dans le port de Sakai au Japon (Tanimoto *et al.*, 1992), les essais menés au centre d'expérimentation routière du MELTT (Khay et Vincelas, 1998) et enfin les essais réalisés au port de Sakai sur un caisson cylindrique (Tanimoto *et al.*, 1992). (Tableau I). Le document (AIPCN, 1995) donne plusieurs autres résultats d'essais japonais.

Nous allons donner quelques éléments sur les expériences de laboratoire susceptibles d'éclaircir la question du coefficient de frottement à prendre en compte dans les ouvrages poids. Les expériences de laboratoire 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 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. Sur ce point, nous renvoyons à la bibliographie de Lerat (1996). Les études sur l'interface sol/acier ont fait l'objet d'une littérature abondante ; nous nous limitons ici à l'étude de l'interface sol/béton (Tableau I).

Les valeurs mesurées du coefficient de frottement s'étendent pour du sable d'environ 0,55 à environ 1,11 ce qui laisse une marge importante. Pour une interface

TABEAU I Valeurs expérimentales du coefficient de frottement.

Experimental values for friction coefficient.

Type	Référence	Coefficient du frottement
Expériences à grande échelle	Ciortan (1994)	0,45 à 0,63
	Moss-morris et Hodge (1981)	0,70 à 0,72
	Bjerregaard Hansen <i>et al.</i> (1991)	0,27 à 0,47
	Khay et Vincelas (1998)	0,36 à 0,58
	Tanimoto <i>et al.</i> (1992)	0,55
AIPCN (1995)		0,41 à 0,89
Expériences en laboratoire	Potyondi (1961)	0,66 à 0,97
	Brumund et Leonards (1973)	0,60 à 1,11
	Kulhawy et Peterson (1979)	0,55 à 0,93
	Acar <i>et al.</i> (1982)	0,68 à 0,80
	Goh et Donald (1984)	0,57 à 0,62

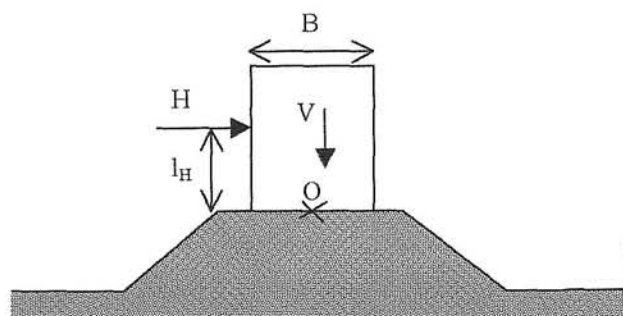
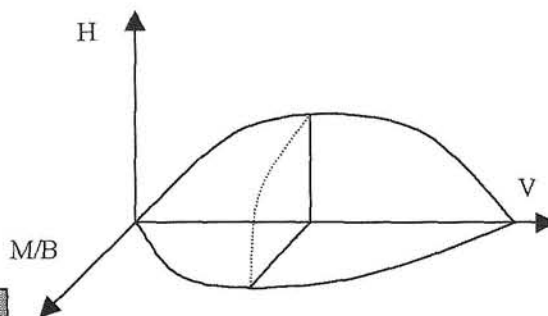


FIG. 5 Forces excentrées agissant sur un caisson et surface limite de charge.
Eccentrically loaded caisson and failure load surface.



« lisse » (aspérités de taille nettement inférieure à la taille des grains), 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, 1973). Pour l'interface rugueuse, en excluant aussi le sable B, on obtient une fourchette de 0,59 à 0,97.

3.2

Les recommandations et règlements

Le tableau II récapitule les coefficients de frottement proposés (et des coefficients de sécurité éventuellement associés) par les recommandations de divers auteurs et par les règlements ou normes de différents pays. Il s'agit là d'une présentation simplifiée qui passe sous silence certaines particularités et certaines options qui sont ouvertes dans les différents documents. Il faut signaler aussi que certaines sources sont spécialement consacrées aux ouvrages maritimes ou fluviaux, voire offshore, alors que d'autres sont d'abord rédigées pour les ouvrages de soutènements usuels.

Les recommandations des diverses sources témoignent d'une dispersion des évaluations du coefficient de frottement, ainsi que du nombre de paramètres pouvant intervenir : 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... Le coefficient de frottement f est parfois

donné de manière forfaitaire selon les situations et parfois donné en fonction de l'angle de frottement interne (ou parfois l'angle de frottement à l'état critique) du matériau sous la semelle (par exemple, $f = \tan(2/3 \times \phi)$). Dans le tableau II, on a donné la valeur du coefficient de frottement pour un angle $\phi = 35^\circ$.

Les coefficients de frottement présentés sont en général associés à un coefficient de sécurité approprié. Les coefficients de sécurité indiqués dans le tableau II sont des coefficients de sécurité globaux à appliquer avec le coefficient de frottement indiqué. Dans une certaine mesure, les écarts entre les coefficients de frottement préconisés pour le dimensionnement sont atténués par la prise en compte du coefficient de sécurité qui est simultanément recommandé (AIPCN, 2001) ; c'est par exemple le cas de l'Espagne et du Canada. Les documents cités ne donnent pas tous de prescriptions pour évaluer les actions exercées sur l'ouvrage. Toutefois, certains documents donnent des éléments qui permettent d'expliquer certaines différences dans les coefficients de sécurité. Par exemple, pour les digues, le coefficient de sécurité élevé de Chapon (1984) doit être mis en relation avec une méthode de calcul des efforts de houle différente de celle de Goda (2000). De même, pour les quais l'option du coefficient de sécurité de 1 de l'EAU (1992) est associée à un mode défavorable d'évaluation de la poussée des terres (poussée au repos). Dans le futur, l'éventuelle généralisation des méthodes semi-probabilistes avec les coefficients de sécurité partiels devrait faciliter les comparaisons.

TABEAU II

Valeurs du coefficient de frottement et du coefficient de sécurité issues de recommandations et de règlements. (i) L'angle de frottement interne est ici l'angle de frottement interne à l'état critique ; on prend comme coefficient de frottement $2/3 \tan \phi$ si la semelle en béton est préfabriquée, $\tan \phi$ si elle est coulée en place ; (ii) l'effet des coefficients partiels conduit à un coefficient global équivalent qui a été évalué (sur un cas) à environ 1,5 ; (iii) 1 si la semelle est coulée en place ; (iv) cas du contact béton/éléments grossiers.

Values of friction coefficient and of safety factor from standards and codes of practice. (i) The value of the interne friction angle is here the friction angle at the critical state, the friction coefficient is taken equal to $2/3 \tan \phi$ if the footing is precast or $\tan \phi$ if it is cast in place ; (ii) the effect of partial coefficients leads to a global safety coefficient which has been evaluated (for one case) around 1,5 ; (iii) 1 if the concrete is cast against rubble ; (iv) case of friction between concrete and rubble.

Type de référence	Référence	Coefficient de frottement	Coefficient de sécurité
Auteurs de manuels ou d'articles	Terzaghi et Peck (1967)	0,35 à 0,55	1,5
	Cornick (1969)	0,30 à 0,70	
	Chapon (1982 et 1984)	0,43 à 0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,75 à 2,00
	Reimbert et Reimbert (1990)	0,54 pour $\phi = 35^\circ$	1,5
	Le Tirant (1979)	0,58 pour $\phi = 35^\circ$	1,3
	Dawson (1983)	0,70 pour $\phi = 35^\circ$	2,5 à 3,0
	Elman et Terry (1987)	0,25 à 0,60	
	Takayama et Ikeda (1992)	0,636	
	Tsinker (1997)	0,50 à 0,65	1,25 à 1,50
	Takahashi (1997)	0,50 à 0,80	1,2
Goda (2000)	0,60	au moins 1,2	
Règlements et recommandations nationales	SETRA (1998)	0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,3 à 1,5
	CETMEF (2000)	0,6 ^{iv}	
	Grande-Bretagne (BSI, 1994)	0,44 (valeur de conception)	
	Eurocode 7 Partie 1 (CEN, 2001)	pour $\phi_{\max} = 35^\circ$ 0,43 à 0,70 ⁱ pour $\phi = 35^\circ$	fonction de la méthode choisie ⁱⁱ
	États-Unis (USACE, 1989)	0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,1 à 1,5
	Allemagne (EAU, 1992)	0,43 à 0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,0 avec $K_0 = 1 - \sin(\phi)$
	Canada (SCG, 1994)	0,35 à 0,55	1,5 à 2,0
	Hong Kong (GEO, 1998)	0,53 à 0,70 pour $\phi = 35^\circ$	1,2
	Espagne	0,70 à 1 ⁱⁱⁱ	1,3 à 1,5
	Japon	0,60	1,2

On retiendra également de ces recommandations les nombreuses mises en garde vis-à-vis de la velléité de concevoir un ouvrage-poids fondé 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 est de 1,50 m.

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 « grains » du matériau constituant le soubassement aurait également une incidence notable sur la valeur du coefficient de frottement d'après l'expérience japonaise (relatée par l'AIPCN, 1995).

4

Prise en compte de dispositions constructives sous la semelle

Dans le cas des murs de soutènement, diverses dispositions constructives ont été envisagées pour améliorer la résistance au glissement : bêche pouvant être située à divers endroits de la semelle, semelle inclinée (Fig. 6), semelle à rugosité augmentée ou avec des ondulations. Des dispositions comparables ont pu être utilisées pour les structures offshore (Tani et Craig, 1995). Toutefois, Elman et Terry (1997) se sont faits l'écho de doutes sur l'efficacité des bêches dans le cas de murs poids.

Les règlements prennent parfois en compte ces dispositions constructives (bêche, semelle inclinée) (SCG, 1994; USACE, 1989; GEO, 1998; BSI, 1994) en considérant que la présence d'une bêche ou d'une semelle inclinée modifie les lignes de rupture à considérer. Philipponnat (1979) propose lui de prendre en compte une bêche par une augmentation forfaitaire du coefficient de frottement. Enfin Leroux (1992) propose une troisième méthode qui prend en compte une capacité de résistance supplémentaire par mobilisation d'un cône de butée.

Horvath (1991) a comparé les diverses dispositions constructives (bêche en différentes positions, semelle inclinée) avec des outils numériques plus élaborés que les méthodes utilisées habituellement. Il conclut notamment que ces dispositions sont utiles lorsque les forces

de poussée sont très élevées, comme celles engendrées par les sollicitations sismiques ou la liquéfaction des remblais.

L'adaptation de la rugosité de la semelle à la taille moyenne des grains du matériau de fondation constitue une autre voie intéressante. Les recommandations allemandes (EAU, 1992) prévoient la possibilité de prendre comme angle de frottement ϕ au lieu de $2/3\phi$ si la surface inférieure du caisson est en dents de scie ou a une rugosité adaptée à la taille moyenne des grains du sol de fondation. L'Eurocode 7 adopte la même démarche. L'état de l'art japonais (AIPCN, 1995) permet de préciser ce qu'est une bonne adaptation de la rugosité : il convient que la profondeur des ondulations soit de l'ordre de 2 fois la taille des cailloux présents à la surface du massif d'enrochement. Pour avoir quelques résultats expérimentaux sur l'effet d'ondulations, on peut se reporter à un document du LRPC Nord-Picardie (1990). Enfin des pratiques japonaises consistent à installer un matelas de caoutchouc ou d'asphalte entre le caisson et le soubassement en vue d'améliorer l'adhérence.

5

Prise en compte des sollicitations cycliques sur la résistance au glissement et influence du vieillissement

5.1

Les effets des sollicitations cycliques

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 (Le Tirant, 1979) ou pour des ouvrages exceptionnels dans des conditions de fondations délicates comme dans le cadre du projet Delta aux Pays-Bas (Heins et de Leeuw, 1977). Ce domaine s'est développé par la suite et on peut notamment citer des travaux de modélisation récents (Kvalstad et de Groot, 1999).

On peut *a priori* distinguer deux processus d'évolution : les effets permanents dus à l'évolution de l'interface et/ou du sol (ou de l'enrochement) immédiatement

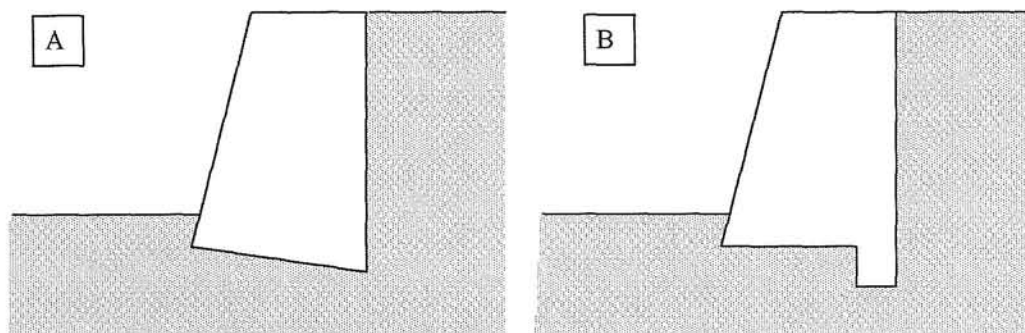


FIG. 6 Semelles de fondation inclinée (A), avec une bêche (B).
Footings with sloped base (A), with key at heel (B).

situé dessous et qui se traduit par une évolution du coefficient de frottement, et les effets temporaires dus à l'évolution des pressions interstitielles engendrées par les sollicitations cycliques. Les effets permanents font partie du processus de vieillissement (pas forcément défavorable, au contraire) de l'ouvrage.

5.2

Évolution du coefficient de frottement

La question essentielle est de déterminer si le comportement est durcissant (la résistance au cisaillement continue à augmenter avec le nombre de cycles) ou radoucissant (la résistance diminue). Dans ce second cas, il y a lieu de tenir compte de la résistance résiduelle au cisaillement (et non plus de la résistance au pic) dans la vérification au glissement.

Des tests de comportement cyclique de l'interface sol-structure avec une valeur constante de l'effort normal appliqué ont été réalisés en laboratoire avec divers appareils et divers types d'interface : acier (cas le plus fréquent) ou béton (Desai *et al.*, 1985). Ces tests laissent apparaître le fait que, dans le cas où le matériau est sec ou drainé, une interface avec des sables lâches présente un caractère « durcissant » (Desai *et al.*, 1985 ; Sharour *et al.*, 1992 ; Fakharian et Evgin, 1993 ; Sharour et Rezaie, 1997) tandis qu'avec des sables denses, l'interface peut présenter un comportement « radoucissant » (Sharour *et al.*, 1992 ; Uesugi *et al.*, 1989 ; Sharour et Rezaie, 1997 ; Fakharian et Evgin, 1997) ou faiblement durcissant (Desai *et al.*, 1985 ; Fakharian et Evgin, 1993). Ces comportements d'interface sont comparables au comportement drainé des matériaux granulaires tel qu'on l'observe lors d'essais triaxiaux : pour un matériau lâche, l'effort de cisaillement croît avec la déformation et le comportement est toujours contractant jusqu'à atteindre la densité critique ; pour un matériau dense, l'effort de cisaillement passe par un pic puis décroît et le comportement est contractant jusqu'à l'état caractéristique puis dilatant jusqu'à atteindre l'état critique (voir par exemple : Smolczyk, 2002 ; Ortigao, 1995 ; Hicher et Shao, 2002).

Lors d'essais à grande échelle, Heins et de Leuw (1977) ont réalisé deux tests monotones successifs sur un même sable initialement assez lâche. Entre le premier et le second test, le coefficient de frottement s'est accru de 20 %. Ces résultats vont dans le même sens que les essais de laboratoire pour ce qui est du comportement des interfaces avec un sol lâche.

5.3

Le développement des pressions interstitielles

Les sollicitations cycliques sur un ouvrage peuvent générer des pressions interstitielles et notamment à la base. Si le sol n'est pas drainé ou seulement partiellement drainé à l'échelle de temps d'une tempête, il est nécessaire de prendre en compte le développement, au cours de la tempête, des pressions qui tendent à diminuer la composante normale de la force effective verticale à l'interface sol/structure et donc à diminuer la force de frottement mobilisable, même si le coefficient de frottement est inchangé.

Ceci a été mis en évidence par Le Tirant (1979) dans le cas d'une structure offshore gravitaire. Son exemple de calcul montre qu'il peut y avoir ruine par glissement de l'ouvrage lors d'une tempête à cause de l'augmentation de la pression interstitielle dans les sables denses situés sous l'ouvrage. Parmi les méthodes proposées par la suite, il faut citer les travaux récents de Kvalstad et de Groot (1999) qui ont proposé une méthode dans le cas de l'argile et le cas du sable.

5.4

Vieillessement de l'interface

Divers mécanismes de vieillissement ont été proposés dans des contextes géotechniques variés allant dans le sens d'une amélioration du comportement des sols ; à cet égard on peut se reporter notamment à la revue de Schmertmann (1991). Dans le cas d'un caisson posé sur un soubassement, il semble que le vieillissement soit dû aux sollicitations cycliques, via une augmentation de la densité du soubassement. Il est donc utile que l'ouvrage ait déjà subi des conditions de sollicitations relativement élevées avant de pouvoir résister à une première tempête sévère ; aspect déjà évoqué par Le Tirant (1979).

Nagai et Kurata (1974) admettent même une augmentation importante à terme du coefficient de frottement initial dans le cas d'une digue, mais ils ne semblent guère suivis. Tanimoto *et al.* (1992) sont beaucoup plus prudents et 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 global de 1,2).

6

Prise en compte des effets hydrauliques

6.1

Nécessité de prendre en compte les surpressions engendrées par la houle

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. Il s'agit là d'un phénomène instantané dû aux vagues qui est tout à fait différent de l'accumulation cyclique de surpression due aux cycles de contraintes dans le sol. Dans ce dernier cas, ce sont les sollicitations mécaniques exercées par la structure sur le sol (action de la houle transmise par la structure) alliées au faible drainage qui entraînent l'accumulation de surpressions. Dans l'autre cas, ce sont les surpressions dues à la houle qui pénètrent sous l'ouvrage grâce à la perméabilité du sol ou du soubassement. Dans les deux cas, c'est le rapport période de la houle/temps caractéristique de drainage sous l'ouvrage qui est déterminant. Dans le cas des digues constituées de caissons disposés sur un soubassement en enrochements (appelées digues mixtes), cette question fait l'objet d'actives recherches expérimentales et numériques.

Nous n'étudierons pas ici la force horizontale due à l'action directe des vagues. Nous indiquons néanmoins,

outre les travaux classiques de Goda (1977, 2000), le travail récent de Kortenhuis *et al.* (1999).

6.2

Le profil des surpressions

L'hypothèse la plus classique est que le profil de surpression due à la houle à prendre en compte varie linéairement sous l'ouvrage entre les deux valeurs amont et aval supposées définies par l'agitation devant et derrière l'ouvrage. Quand il n'y a pas d'agitation derrière l'ouvrage, le profil est triangulaire (Fig. 7) (voir par exemple, Goda, 2000). Cette hypothèse est justifiée dans le cas d'une perméabilité importante et homogène sous le soubassement. Elle a pu être invalidée par certaines expériences dont celles de Marchi (1977) qui propose une répartition rectangulaire, particulièrement dans le cas où le soubassement rocheux est obstrué par le dépôt de fins sédiments du côté du port. Une telle répartition rectangulaire est évidemment plus pénalisante pour la stabilité au glissement. Les calculs de Mase *et al.* (1994) montrent que la réalité peut s'écarter aussi du profil triangulaire mais en ayant cette fois des valeurs inférieures, dans le cas de faible perméabilité du sol.

Des travaux récents tendent à prendre en compte la non-linéarité des phénomènes. La loi de Darcy linéaire est valable pour des nombres de Reynolds petit : $R_e = \frac{vD\rho}{\mu}$

avec pour l'eau μ/ρ qui peut être pris égal à $1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s, D qui est le diamètre moyen des grains du sol et v la vitesse d'écoulement. On voit que pour un soubassement de digue en enrochement le nombre de Reynolds aura tendance à être grand. On considère que la transition laminaire/turbulent intervient pour R_e de l'ordre de 700. Cedergren (1977) et van Gent (1995) ont caractérisé l'écart de comportement par rapport à la linéarité.

Ces effets non linéaires peuvent encore être pris en compte dans le cadre d'un écoulement quasi stationnaire. Les recherches récentes de De Groot (1999) déterminent dans quels cas l'étude de l'écoulement quasi stationnaire peut s'avérer insuffisante et impose la prise en compte d'effets supplémentaires comme les ondes de compression ou la propagation par diffusion du fluide ainsi que les effets indirects dus au mouvement de l'ouvrage. Ces résultats sont illustrés de calculs numériques.

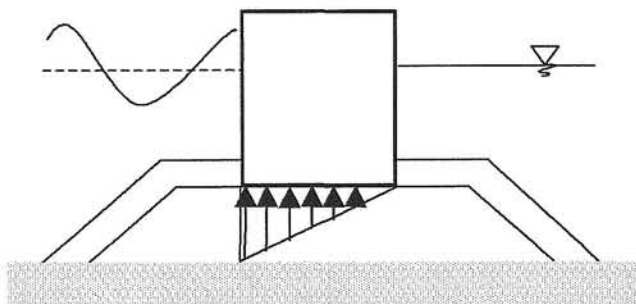


FIG. 7 Répartition triangulaire des surpressions dues à la houle sous un caisson reposant sur un soubassement. Triangular distribution of wave pressure under a caisson resting on a basement.

6.3

La valeur des surpressions

6.3.1

Les recommandations de Goda

Nous revenons maintenant à des méthodes de calcul plus simples basées sur la donnée d'une répartition triangulaire des surpressions. Pour la vérification au glissement, Goda (2000) préconise la valeur suivante pour la surpression devant l'ouvrage :

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\rho gH_{max}$$

Dans cette formule, on utilise les unités du système international ; β 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 statistique. Goda recommande de prendre $H_{max} = 1,8 H_{1/3}$. Mais selon ce même auteur, un ingénieur peut juger préférable de retenir une autre valeur que 1,8 comme 1,6 ou 2,0 ou encore une autre valeur. On rappelle que $H_{1/3}$ hauteur significative, est la hauteur moyenne du tiers des vagues ayant la plus grande hauteur.

Le coefficient ρg représente le poids volumique de l'eau. Enfin, les coefficients α_1 et α_3 dépendent du rapport h/h' (Fig. 8) ainsi que de la longueur d'onde L de la houle pour la profondeur d'eau en avant du soubassement h. Ces coefficients α_1 et α_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 α_1 et α_3 peuvent également être obtenus à partir d'abaques donnant directement α_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.

6.3.2

Prise en compte de blocs ou de parois perforés avant la paroi verticale du caisson

Tanimoto et Takahashi (1994) introduisent un facteur multiplicatif λ_3 supplémentaire dans la formule de

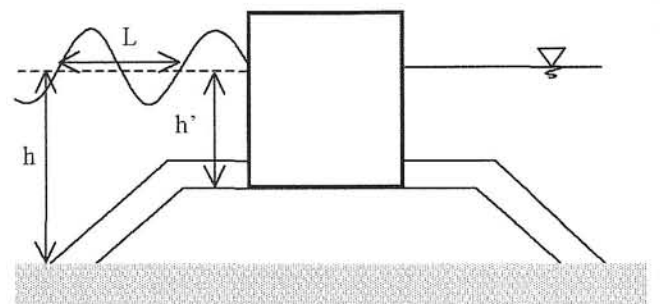


FIG. 8 Les paramètres h, h' et L pour le calcul de la surpression due à la houle. Parameters h, h' and L for wave pressure calculation.

Goda, tout en restant dans l'hypothèse d'un diagramme triangulaire :

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)\lambda_3\alpha_1\alpha_3\rho gH_{\max}$$

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 Fig. 1), les auteurs proposent :

$$\lambda_3 = \begin{cases} 1,0 & \text{si } H/h \leq 0,3 \\ 1,2 - 2/3(H/h) & \text{si } 0,3 < H/h < 0,6 \\ 0,8 & \text{si } H/h \geq 0,6 \end{cases}$$

avec $H = H_{\max}$ la hauteur de la vague maximale prise en compte 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 :

$$\lambda_3 = 1,0, 0,75 \text{ ou } 0,65$$

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.

6.3.3

Effet de la géométrie du soubassement

L'étude expérimentale (Tanimoto et Takahashi, 1994) montre que le coefficient de sécurité au glissement varie fortement selon la largeur et la hauteur du soubassement. Les résultats sont donnés en fonction des paramètres $(h-d)/h$ et B_m/h où h est la hauteur de l'eau devant le soubassement, d la profondeur de l'eau au pied du caisson, et B_m la largeur de la partie horizontale du soubassement devant le caisson (Fig. 9). L'article ne détaille pas la part de l'écart entre l'expérience et la formule de Goda qui est due aux erreurs sur les forces verticales d'une part et sur les forces horizontales d'autre part. 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 $d = 0,4 h$). L'étude permet de mettre en évidence des

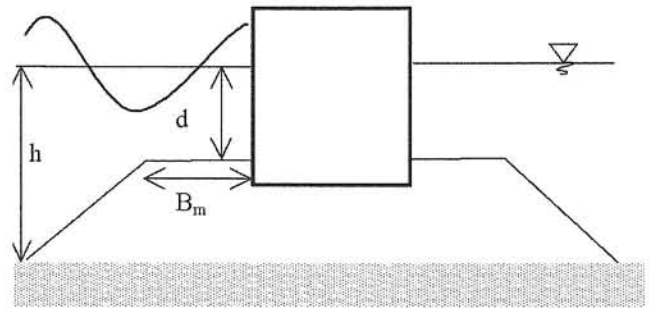


FIG. 9 Paramètres géométriques du soubassement.
Geometric parameters of the basement.

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.

7

Limitation des déformations : vers une nouvelle approche de la vérification au glissement des digues ?

7.1

Introduction

Cette question de la limitation des déformations nécessite de séparer 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 principalement d'étudier l'évolution des efforts de poussée et la mobilisation des forces de frottement (Fig. 10). Dans le cas des digues, ouvrages soumis à l'impact de la houle, il y a davantage de réflexions novatrices. Notamment, 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.

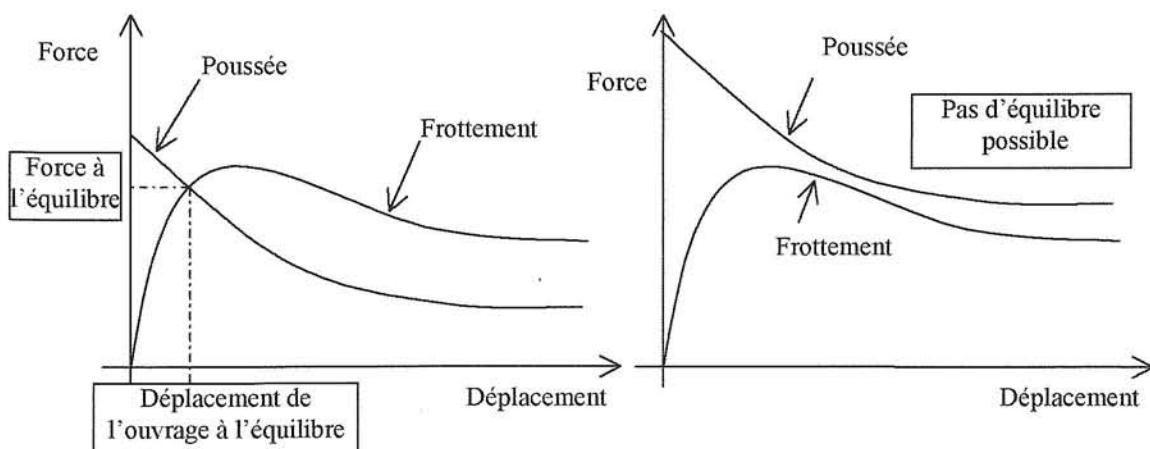


FIG. 10 Compatibilité des déplacements.
Compatibility of displacements.

Le problème des quais

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, état de la surface d'interaction...). Dans le cas d'essais de laboratoire, on a pu constater aussi l'influence de la taille de l'échantillon. Les essais à grande échelle recensés (Khay et Vincelas, 1998 ; LRPC, 1990a et b ; Bjerregard Hansen *et al.*, 1991) conduisent à une mobilisation complète atteinte pour des déplacements horizontaux compris entre 1,6 cm et 10,0 cm. Des essais de laboratoire sur des échantillons de matériaux granulaires plus fins (Kulhawy et Peterson, 1979 ; Yin *et al.*, 1995 ; Lerat, 1996 ; Dubreucq, 1999) montrent des distances de mobilisation nettement plus petites. Ceci est cohérent avec le fait que la distance de mobilisation augmente avec la taille de l'échantillon dans des expériences de laboratoires (Dubreucq, 1999). Notons que les guides et règlements ne proposent pas d'évaluation de la distance de mobilisation du frottement.

L'effet du déplacement d'un soutènement sur la poussée des terres a fait l'objet de nombreux travaux. Terzaghi a effectué des travaux sur une paroi en rotation (1936). Plus près de nous, Faou (1966, 1967) a utilisé une paroi en translation, ce qui est plus adapté à l'étude du glissement d'un caisson. Il remarque une influence de la densité, ce qui est contraire aux conclusions de Sherif *et al.* (1982). Bourdeau *et al.* (1980) estiment qu'il faut imposer une condition $h/D_{max} > 100$ pour éviter les effets d'échelle lors de ces expériences. Duncan *et al.* (1990) jugent que la distance pour atteindre l'état de poussée exprimée en pourcentage de la hauteur de la paroi augmente avec la hauteur de la paroi. On peut encore citer les travaux de Fang et Ishibashi (1986), Fang *et al.* (1997). Les données qu'on peut tirer de ces expériences sont très dispersées même si on se limite au cas de la poussée en translation : de 0,02 % à 0,9 % de la hauteur de la paroi. Les documents américains (USACE, 1989), canadiens, (SCG, 1994) et chinois (GEO, 1998) proposent des courbes d'évolution de la poussée en fonction de la rotation du mur ; elles sont très similaires dans ces trois documents. Ces courbes prennent en compte le caractère lâche ou dense des sables de remblai. Le SETRA (1998) propose, lui, une courbe pression/déplacement affine par morceaux, mais dans le cadre de soutènements souples. Les essais en centrifugeuses permettent, eux, de tester directement l'interaction sol/structure avec d'éventuelles surcharges d'exploitation. De telles expériences (Leung *et al.*, 1997) ont mis en évidence un effet important de la taille des grains sur les déplacements horizontaux.

La norme britannique (BSI, 1994) évoque la question de la compatibilité des déformations. Elle attire l'attention sur les cas où la structure peut avoir un comportement fragile ou quand le sol peut avoir un comportement radoucissant. Enfin, considérant que les déplacements permettant la mobilisation complète des capacités de résistance du sol sont souvent considérables, elle préconise le choix d'un facteur de mobilisation de 1/1,2 en contraintes effectives de la force de frottement ce qui d'après elle suffit à limiter les déplacements à moins de 0,5 % de la hauteur pour des sols moyennement denses ou raides. Le document (USACE,

1989) reprend cette utilisation des taux de travail pour limiter les déplacements. Ce même document préconise éventuellement de dimensionner l'ouvrage avec les pressions des terres au repos si la fondation est très rigide (mais cela concerne plutôt la stabilité interne de l'ouvrage) ou si la poussée est susceptible de remonter à sa valeur au repos (voire à une valeur supérieure).

Les divers guides et règlements donnent des estimations des valeurs de déplacement nécessaire pour atteindre l'état de poussée. Mais ils ne proposent aucune valeur pour la mobilisation du frottement. Ils laissent largement l'initiative aux concepteurs pour évaluer le déplacement en conditions de service. 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 faut prendre en compte les conditions de drainage. La pression d'eau peut être prise en compte simplement par le biais des contraintes effectives (BSI, 1994) ou prendre en compte également l'effet du gradient hydraulique (Kaiser et Hewitt, 1982).

Les digues

En ce qui concerne la condition de glissement d'une digue extérieure, l'approche par la limitation probabiliste du glissement cumulé constitue une alternative à la vérification de non-glissement. Cette voie a été ouverte par différents auteurs, essentiellement japonais (Nagai en 1963 ; Ito en 1971 ; Shimosako *et al.* en 1994 ; Klammer *et al.*, 1990 ; Shimosako et Takahashi en 1999 ; Ling *et al.* en 1999 ; Goda et Takagi en 2000). Ces approches se distinguent des approches semi-probabilistes notamment par une prise en compte plus directe de l'aspect probabiliste. Dans le cas des méthodes semi-probabilistes, la prise en compte des aspects probabilités est implicite, intégrée dans les coefficients partiels. Les méthodes présentées maintenant prennent en compte directement des lois statistiques sur les vagues, sur les tempêtes.

Elles consistent à évaluer le déplacement subi par un caisson lors de l'impact d'une vague et d'en effectuer la somme pour une tempête donnée. Elles reposent sur la prise en compte de la durée et de la forme de l'impulsion de la force due à la vague (Goda, 1974, 2000) ainsi que des forces d'inertie dont la prise en compte devient indispensable. Le document de l'AIPCN (2001) évoque lui aussi l'importance de la prise en compte des forces d'inertie lors de l'impact de vagues déferlantes.

Les travaux que nous venons de citer 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. Le mouvement commence quand la force horizontale due à la vague devient supérieure à la force (maximale) de frottement. Ces travaux diffèrent par certains détails de la modélisation physique. Notamment la force horizontale peut être modélisée par une impulsion rectangulaire ou triangulaire, par une sinusoïde ou une superposition d'une sinusoïde et d'impulsions triangulaires (Fig. 11). On détermine ensuite le déplacement pour une vague, en intégrant éventuellement (Shimosoko et Takahashi,

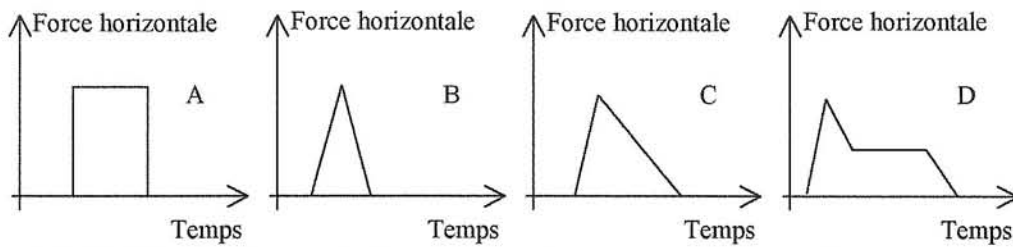


FIG. 11 Modélisation de l'évolution de la force horizontale : A) profil rectangulaire, B) profil triangulaire symétrique, C) profil triangulaire dissymétrique, D) profil proposé dans (AIPCN, 2001).

Modelling of the time history of the horizontal wave force : A) rectangular load, B) symmetrical triangular load, C) assymetrical triangular load, D) impulsive load according to (AIPCN, 2001).

1999) ou non la masse d'eau ajoutée à l'inertie du caisson. La figure 12 donne le résultat en termes de déplacement pour un caisson dimensionné avec une vague de hauteur H_D soumis à une vague de hauteur H (Shimosoko *et al.*, 1994).

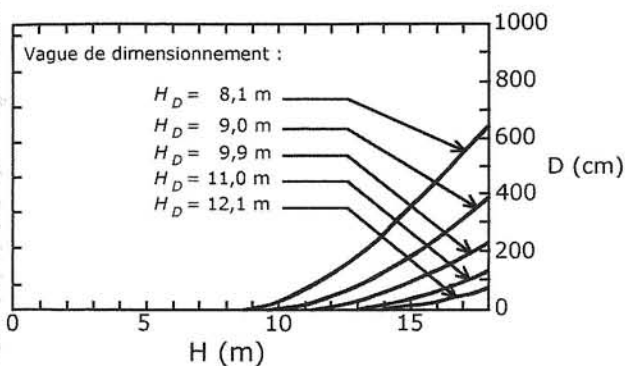


FIG. 12 Distance de glissement D d'un caisson dimensionné avec une vague de hauteur H_D lors d'une vague de hauteur H (Shimosako *et al.*, 1994).

Slipping distance of a caisson for a H high wave, H_D being the design wave (Shimosako *et al.*, 1994).

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 simulation de Monte-Carlo (Shimosoko et Takahashi, 1999 ; Goda et Takagi, 2000).

Se pose alors la question de la manière de prendre en compte cette distance de glissement dans le dimensionnement. Ito (1971) introduit la hauteur de vague H_c qui correspond à la vague pour laquelle le caisson commence à glisser. Au vu de résultats pour 1 000 vagues (tableau III), correspondant à une tempête d'environ trois heures, il conclut que la vague de dimensionnement souhaitable est égale à $2 H_{1/3}$, ce qui correspond à un choix de limiter le glissement cumulé pendant cette tempête à 4 cm. Shimosoko et Takahashi (1999) envisagent, eux, de prendre en compte la distance de glissement probable comme critère mais aussi la probabilité de non-dépassement d'une longueur de glissement donnée (déplacement inférieur à 1 m avec 95 % de probabilité par exemple) pour la durée de vie de l'ouvrage. L'exemple de dimensionnement qu'ils donnent est basé sur la limitation du glissement probable sur la durée de vie à 30 cm. Un dimensionnement conventionnel donne une distance probable de glissement qui augmente

avec la profondeur de l'eau devant la digue. Enfin, Goda et Takagi (2000) s'intéressent à l'optimisation économique du dimensionnement en prenant en compte la durée de vie de l'ouvrage. Ils prennent en compte le coût de réparation de l'ouvrage à partir du moment où le glissement a atteint ou dépassé la valeur de 30 cm (en deçà, on considère qu'il n'y a pas lieu de procéder à des réparations).

TABLEAU III Glissement cumulé pour une tempête de 1 000 vagues en fonction du rapport $H_c/H_{1/3}$ (Ito, 1971).

Influence of H_c on probable sliding distance for a 1,000 waves storm.

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

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 que le niveau de sécurité réel que présentent les ouvrages dimensionnés avec les méthodes classiques diffère selon les situations. On retrouve là un argument fort en faveur des approches probabilistes (et semi-probabilistes pour ce qui est de la calibration des coefficients partiels) et notamment en faveur de l'approche par l'estimation des glissements probables.

8

Conclusion

Tout d'abord, les résultats de cette étude bibliographique, au moins pour le cas des digues, ont globalement 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 verti-

cales existantes et en particulier niveau élevé du risque de glissement.

Par ailleurs, le niveau d'activité de recherche s'est avéré très différent pour les digues verticales d'une part et les quais-poids d'autre part. Les digues verticales constituent un objet de recherche spécifique et actif, ce qui contribue aussi à justifier *a posteriori* cette revue bibliographique. Les études et 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.

Cet examen de la condition de glissement oblige à envisager des aspects très variés comme le fonctionnement de l'interface caisson/soubassement, mais aussi les dispositions constructives concernant la semelle des caissons, l'apparition de surpressions instantanées ou résultant d'une accumulation cyclique des surpressions. Nous nous sommes limités aux aspects géotechniques mais l'évaluation des efforts horizontaux dus aux vagues

est aussi un point très important pour l'étude du comportement des digues. Nous avons dû constater l'hétérogénéité des recommandations dans le domaine pourtant critique de la valeur du coefficient de frottement.

Enfin, les méthodes probabilistes prenant en compte le glissement semblent particulièrement intéressantes. Elles sont tout à fait adaptées à la prise en compte du caractère probabiliste des phénomènes ainsi que du caractère particulier des digues en caisson qui peuvent pendant de courts intervalles de temps être instables vis-à-vis du glissement sans que cela ne compromette la vie et le service rendu par l'ouvrage. La mise en œuvre de ces méthodes demanderait sans doute certains approfondissements comme l'indiquent Goda et Takagi (2000), ainsi que le développement d'outils informatiques adéquats à l'usage des projeteurs. Une telle méthode ne prend toutefois en compte qu'un mode de ruine. Les autres modes de ruine potentiels devraient continuer à faire l'objet de procédures distinctes.

Bibliographie

- Car Y.B., Durgunoglu H.T., Dumay M.T. – Interface Properties of Sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, n° GT4, 1982, p. 648-654.
- AIPCN – 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.
- AIPCN – Recommendations for the Construction of Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls, PIANC PTC II Working Group 28, Main Report, August 2001, 39 p.
- Bjerregaard Hansen P., Denver H., Mollerup E. – Lateral sliding resistance. Large scale sliding tests. *Comptes rendus de la X^e conférence CEMSTF, Déformation du sol et déplacements des structures*, Florence, édité par Associazione Geotecnica Italiana, vol. 1, 1991, p. 433-436.
- Bourdeau Y., Lareal P., Didier G. – 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, INSA de Lyon, p. 311-344.
- Bransby M.F., Randolph M.F. – Combined loading of skirted foundations. *Géotechnique*, vol. 48, n° 5, 1998, p. 637-655.
- Brumund W.F., Leonards G.A. – Experimental Study of Static and Dynamic Friction Between Sand and Typical Construction Materials. *Journal of Testing and Evaluation*, vol. 1 n° 2, 1973, p. 162-165.
- Bruun P. – *Port engineering*. Gulf publishing company, Houston, Texas, 1976, 2^e éd., ix + 586 p.
- BSI – Maritimes structures, BS 6349, 1991.
- BSI – Code of practice for earth retaining structures, BS 8002, 1994, amendé en 1995, 108 p.
- Burcharth H.F., Sørensen J.D. – Design of Vertical Wall Caisson Breakwaters Using Partial Safety Factors. *26th International Conference on Coastal Engineering*, Copenhagen, 1998, p. 2138-2151.
- Burcharth H.F., Sørensen J.D. – The PIANC factor system for breakwaters. *Coastal Engineering '99*, sous la direction de Losada, Balkema, 1999, p. 1125-1144.
- Cedergren H.R. – *Seepage, drainage and flow nets*. John Wiley & Sons, New York, 1977, 2^e éd., xviii + 534 p.
- CEN – EN 1990, Eurocode : Basis of Structural Design, 1/12/2000, 88 p.
- CEN – EN 1997-1 Eurocode 1997-1, Eurocode 7 Calcul géotechnique. Partie 1 : règles générales, 11/2204, 180 p.
- CETMEF – Recommandations pour le calcul des ouvrages maritimes aux états-limites, CD-ROM ROSA 2000.
- Chapon J. – *Travaux maritimes*, tome 2. Eyrolles, 1982, 4^e éd. mise à jour et augmentée, 380 p.
- Chapon J. – *Travaux maritimes*, tome 1. 1984, Eyrolles, 5^e éd. mise à jour, 365 p.
- Ciortan R. – Efficient solutions for Gravity Quays Construction. *Comptes rendus du 28^e Congrès International de Navigation*, Séville, 22-27 mai 1994, Section II-3, pp. 107-112.
- Clayton C.R.I., Militisky J., Woods R.I. – *Earth pressure and Earth-retaining Structures*. Blackie Academic & professional, 1993, 2^e éd., 398 p.
- Clough G.W., Duncan J.M. – Finite element analyses of retaining wall behavior, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, n° SM 12, 1971, p. 1657-1673.
- Corfdir A. – Condition de glissement sous les ouvrages poids portuaires – Étude bibliographique, rapport CETMEF, 2002, 180p.
- Cornick H.F. – *Dock and harbour engineering*, vol. 1, The design of docks. Charles Griffin & co, 1968, vi + 338 p.
- Cornick H.F. – *Dock and harbour engineering*, vol. 2, The design of harbours. Charles Griffin & co, 1969, xvi + 352 p.
- Dawson T.H. – *Offshore Structural Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1983, ix. + 346 p.
- De Groot M.B. – Instantaneous pore pressures and uplift forces. Chap. 4, vol. IIb *Geotechnical aspects, rapport final Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, M.B. de Groot ed., 1999, 38 p.
- Delatre L. – Comportement des écrans de soutènement. Expérimentations et calculs. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1999, 492 p.
- Desai C.S., Drumm E.C., Zaman M.M. – Cyclic testing and modeling of interfaces. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, n° 6, 1985, p. 793-815.
- Det Norske Veritas – Rules for the Design, Construction and Inspection of Fixed Offshore Structures, 1974.
- Dubreucq T. – Renforcement des fondations superficielles par inclusions planes horizontales extensibles. Quelques effets de taille dans le frottement sable-inclusion. Thèse de l'ENPC, 1999, vii + 340 p.
- Duncan J.M., Clough G.W., Ebeling R.M. – 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, 1990, p. 251-277.
- EAU – Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways. Ernst & Sohn, 1992, 6th ed., xxvi + 623 p.
- Elman M.T., Terry C.F. – Retaining Walls with Sloped Heel. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 114, n° 10, 1988, p. 1194-1199.

- Elman M.T., Terry C.F. – Retaining Walls with Sloped Base. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 113, n° 9, 1987, p. 1048-1054.
- Fakharian K., Evgin E. – A three dimensional apparatus for cyclic testing of interfaces. *Proceedings of the 46th Annual Canadian Geotechnical Conference*, Saskatoon, Canada, 1993, p. 485-493.
- Fakharian K., Evgin E. – Cyclic Simple-Shear Behavior of Sand-Steel Interfaces under Constant Normal Stiffness Condition. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, n° 12, 1997, p. 1096-1105.
- Fang Y.-S., Ishibashi I. – Static Earth Pressures with Various Wall Movements. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 112, n° 3, 1986, p. 317-333.
- Fang Y.-S., Chen J.-M., Chen C.-Y. – Earth Pressures with Sloping Backfill. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 123, n° 3, 1997, p. 250-259.
- Faou J. – Étude expérimentale de la poussée d'un massif pulvérulent. *Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics*, n° 222, juin 1966, p. 695-696.
- Faou J. – Étude expérimentale de la poussée des massifs pulvérulents. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 234, juin 1967, p. 806-808.
- Franco L. – Vertical breakwaters : the Italian experience. *Coastal Engineering*, vol. 22, 1994, p. 31-55.
- Géminard J.-C., Losert W., Gollub J.P. – Frictional mechanics of wet granular material. *Physical Review E*, vol. 59, n° 5, 1999, p. 5881-5889.
- Gent (van) M.R.A. – Porous Flow through Rubble-Mound Material. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, vol. 121, n° 3, 1995, p. 176-181.
- GEO – *Guide to retaining wall design*. Geotechnical engineering office. 2^e édition, Hong Kong, 1998, 258 p.
- Goda Y., Takagi H. – A reliability design method of caisson breakwaters with optimal wave heights. *Coastal Engineering Journal*, vol. 42, n° 4, 2000, p. 357-387.
- Goda Y. – New wave pressure formulae for composite breakwaters. *Fourteenth Coastal Engineering Conference*, 24-28 juin 1974, Copenhagen, vol. III, p. 1702-1720.
- Goda Y. – Random seas and design of maritime structures, University of Tokyo Press, 1985.
- Goda Y. – Random seas and design of maritime structures. *Advanced Series on Ocean Engineering*, vol. 15, World Scientific, 2000, xviii + 434 p.
- Goh A.T.C., Donald I.B. – 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.
- Heins W.F., de Leeuw E.H. – Large Scale Cyclic Loading Tests. *Comptes rendus du 9^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*, Tokyo, vol. 1, 1977, p. 541-544.
- Hicher P.-Y., Shao J.-F. (ss la dir. de) – *Élastoplasticité des sols et des roches*. Hermès Science publication, Paris, 2002, 223 p.
- Horvath J.S. – Effect of Footing Shape on Behavior of Cantilever Retaining Wall. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 6, 1991, p. 973-978.
- Ito Y. – Stability of mixed-type breakwater: a method of « probable sliding distance ». *Coastal Engineering in Japan*, vol. 14, 1971, p. 53-61.
- Jiang G.-L., Magnan J.-P. – Stability analysis of embankments: comparaison of limit analysis with methods of slices. *Géotechnique*, vol. 47, n° 4, 1997, p. 857-872.
- Kaiser P.K., Hewitt K.J. – The effect of groundwater flow on the stability and design of retained excavations. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 19, 1982, p. 139-152.
- Khay M., Vincelas G. – Essai de frottement sol-béton, rapport d'essai. Rapport du centre d'expérimentation routière, Centre d'études techniques de l'Équipement Normandie Centre, 1998, 8 p. + annexes.
- Klammer P., Kortenhaus A., Oumeraci H. – Wave impact loading of vertical face structures for dynamic stability analysis: prediction formulae. *Coastal Engineering 1996*, Proceedings of the 25th conference, 2-6 septembre 1996, Orlando, Florida, p. 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., Vicinanza, D. – Wave impact loads: pressures and forces. In final report *Mast III-Proverbs, Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, vol. IIa Hydrodynamic aspects, 1999, N.W.H. Allsop ed.
- Kulhavy F.H., Peterson M.S. – Behavior of sand-concrete interfaces. *6th Pan American CSMFE*, Lima, Pérou, vol. 2, 1979, p. 225-236.
- Kvalstad T.J., de Groot M.B. – Degradation and residual pore pressure. Chap. 5, vol. IIb Geotechnical aspects, M.B. de Groot ed., rapport final *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, 1999, 40 p.
- Lamberti A., Martinelli L. (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. IIb Probabilistic Aspects, 1999, J.K. Vrijling ed.
- Le Tirant P. – *Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for the Installation of Petroleum Structures*. Technip, 1979, xii + 508 p.
- Lerat P. – 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, 1996, 300 p. + annexes.
- Leroux J.-B. – Le dimensionnement et la fabrication des caissons de béton : exemple du port rapide du Havre, *Entreprise Quille*, 1992, 35 p.
- Leung C.F., Lee L.H., Khoo E. – Behavior of Gravity Caisson on Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, n° 3, 1997, p. 187-196.
- Ling H.I., Cheng A.H.-D., Mohri Y., Kawabata T. – Permanent Displacement of Composite Breakwaters Subject to Wave Impact. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, vol. 125, n° 1, 1999, p. 1-8.
- Long R.P. – Discussion sur « Retaining Walls with Sloped Seal ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 116, n° 12, 1990, p. 1910-1912.
- LRPC – Calais, port Est. Essais de frottement pour le prolongement de la jetée ouest de Dieppe. Dossier n° 89.50138.1, janvier 1990a, 5 p. + annexes.
- LRPC – Le Havre, route du môle central : essais de frottement pour le prolongement de la jetée ouest de Dieppe. Dossier n° 90.50150, décembre 1990b, 4 p. + annexes.
- Ludema K.C. – Friction, wear, lubrication, A textbook in Tribology. CRC Press, 1996, xiv + 257 p.
- Marchi E. – Problems of vertical wall breakwater design. *Comptes rendus du XVII^e Congrès de l'International Association for Hydraulic Research (IAHR)*, Baden-Baden, 1977, p. 337-349.
- Mase H., Sakai T., Sakamoto M. – Wave-induced porewater pressures and effective stresses around breakwater. *Ocean Engineering*, vol. 21, n° 4, 1994, p. 361-379.
- McDougal W.G., Sulisz W. – Wave Interaction with Rubble bases. *Journal of Coastal Engineering*, vol. 7, Spring 1990, p. 139-147.
- MELT – Fascicule 62 titre V du CCTG. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, 1993, 183 p.
- Mommessin M., Nègre R. – Analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture. *Revue française de géotechnique*, n° 25, 1983, p. 45-53.
- Moss-Morris A., Hodge N.M. – Design and Construction of Quay Walls for a Container Terminal Founded on Fissured Clays. *Comptes rendus du 25^e Congrès International de Navigation*, Edimbourg, 10-15 mai 1981, Section II-4, 1981, p. 557-568.
- Nagai S., Kurata K. – Investigations of wave-pressure formulas due to damage of breakwaters, Fourteenth Coastal Engineering Conference, 24-28 juin 1974, Copenhagen, vol. III, p. 1721-1740.
- Nagai S. 1963. Sliding of composite-type breakwaters by breaking waves. *Journal of the Waterways and Harbors Division*, ASCE, vol. 89, n° WW1, 1963, p. 1-20.
- Ortigao J.A.R. – Soil Mechanics in the Light of Critical States Theories, an Introduction. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1995, xvi + 299 p.
- Oumeraci H., Partensky H.W., Tautenhain E., Nickels H. – Large scale model investigation: a contribution to the revival of vertical breakwaters. *Coastal structures and breakwaters*, Thomas Telford, Londres, 1992, p. 207-220.
- Oumeraci H. – Review and analysis of vertical breakwater failures, lessons learned. *Coastal Engineering*, vol. 22, 1994, p. 3-29.
- Philipponnat G. – Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles, Paris, 1979, 402 p.
- Potyondi J.G. – Skin friction between various soils and construction materials. *Géotechnique*, vol. 11, n° 4, 1961, p. 339-353.

- Reimbert M., Reimbert A. – Ouvrages de soutènement. Mémento formulaire. Eyrolles, Paris, 1990, 2^e éd. actualisée, 161 p.
- SCG – *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*. Société canadienne de géotechnique, Richmond B.C., Canada, 1994, 2^e éd., xix + 558 p.
- Schmertmann J.H. – The Mechanical Aging of Soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 9, 1991, p. 1288-1330.
- Sekiguchi H., Kobayashi S. – Sliding of caissons on rubble mound by wave forces, XIII ICSMFE, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 1994, p. 1137-1140.
- SETRA – Les ouvrages de soutènement. Guide de conception générale, 1998, 154 p.
- Sharour I., Rezaie F. – An Elastoplastic Constitutive Relation for the Soil-Structure Interface Under Cyclic Loading. *Computers and Geotechnics*, vol. 21, n° 1, 1997, p. 21-39.
- Sharour I., Bencheikh B., Rezaie F. – Étude du comportement cyclique de l'interface sols-structures. Rapport scientifique, GRECO Rhéologie des géomatériaux, 1992, p. 243-248.
- Sherif M.A., Bencheikh B., Rezaie F. – K_A et K_0 Behind Rotating and Non-Yielding Walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110, n° 1, 1982, p. 41-56.
- Shimosako K., Takahashi S. – Application of deformation-based reliability design for coastal structures. *Coastal Structures '99*, I.J. Losada ed., Spain, Balkema, 1999, p. 363-371.
- Shimosako K., Takahashi S., Tanimoto K. – Estimating the Sliding Distance of Composite Breakwaters due to Wave Forces Inclusive of Impulsive Forces. *24th International Conference Coastal Engineering*, Kobe, Japan, vol. 2, 1994, p. 1580-1594.
- Smolcysk U. (ss la dir. de) – *Geotechnical Engineering book*. Vol. 1: Fundamentals, Ernst & Sohn, Berlin, 2002, 787 p.
- Sørensen J.D., Burcharth H.F. – Application to representative structures. Other representative structures: Mutsu-Ogawara, Nigata East and West. *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, Final Report, vol. IId Probabilistic Aspects, J.K. Vrijling ed., 1999.
- Sørensen J.D., Burcharth H.F. – Reliability analysis of geotechnical failure modes for vertical wall breakwaters. *Computers and Geotechnics*, vol. 26, 2000, p. 225-245.
- STCPMVN – *Catalogue des digues*, 1981.
- STCPMVN – *Catalogue des quais*, 1992.
- Sulisz W. – Effect of Permeability on Stability of Rubble Bases. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, vol. 121, n° 3, 1995, p. 162-166.
- Takahashi S. – *Design of breakwaters*. Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Version 1.0, 1995, 99 p.
- Takahashi S. – *Breakwater Design*. Chap. 10 de « Handbook of port and harbor engineering », par G.S. Tsinker, Chapman & Hall, 1997, p. 951-1043.
- Takayama T., Ikeda, N. – Estimation of Sliding Failure Probability of Present Breakwaters for Probabilistic Design. *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Japan, vol. 31, n° 5, 1992, p. 3-32.
- Tanaka Y., Kotani T., Takahashi M. – Correlation between sliding resistance and surface finishing of rubble mounds. *Proc. of Civil Engineering in the Ocean*, JSCE, vol. 3, 1987, p. 131-136 (en japonais).
- Tani K., Craig W.H. – Bearing capacity of circular foundations on soft clay of strength increasing with depth, *Soils and Foundations*, vol. 35, n° 4, 1995, p. 21-35.
- Tanimoto K., Takahashi S. – Design and construction of caisson breakwaters: the Japanese experience. *Coastal Engineering*, vol. 22, 1994, p. 54-77.
- Tanimoto K., Endoh H., Takahashi S. – Field experiments on a dual cylindrical caisson breakwater. *23rd Coastal Engineering Conference*, Venice, ASCE, New York, 1992, p. 1625-1638.
- Terzaghi K., Peck R.B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York, 1967, 2nd ed., xx + 729 p.
- Terzaghi K. – Distribution of lateral pressure of sand on the timbering of cuts. *Proceed. of the Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, 22-26 juin 1936, vol. 1, p. 211-215.
- Tsinker G.P. – *Handbook of port and harbor engineering*. Chapman & Hall, New York, 1997.
- Uesugi M., Kishida H., Tsubakihara Y. – Friction between sand and steel under repeated loading. *Soils and foundations*, vol. 29, n° 3, 1989, p. 107-118.
- USACE – *Retaining and Flood Walls*. EM 1110-2-2502, US Army Corps of Engineers, 1989, 448 p.
- Van Gent M.R.A. – Porous flow through rubble mound material. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, vol. 121, n° 3, 1995, p. 176-181.
- Voortman H.G., Vrijling J.K. – Reliability analysis of the Easchel breakwater. *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, Final Report, vol. IId Probabilistic Aspects, sous la direction de J.K. Vrijling ed., 1999.
- Werner S.D., Dickinson S.E., Egan J.A., Ferritto J.M., Kaldveer P., Thiessen D.A., Serventi G.M., Byrne E.F. – Experience from past Earthquake. *Seismic Guidelines for Ports*, Werner S.D. ed., Technical Council on Lifeline Earthquakes Engineering, Monograph n° 12, ASCE, 1998, p. 2-1 à 2-33.
- Yin Z.-Z., Zhu H., Xu G.-H. A study of deformation in the interface between soil and concrete. *Computers and Geotechnics*, vol. 17, 1995, p. 75-92.