XVIIèmes Journées Nationales Génie Côtier – Génie Civil
Chatou, 2022
DOI:10.5150/jngcgc.2022.100 *© Editions Paralia CFL*
disponible en ligne – http://www.paralia.fr – available online

Stabilité des digues verticales

Pierre ARISTAGHES [1]

1. Bouygues TP, 1 avenue Eugène Freyssinet, 78280-Guyancourt, France.
p.aristaghes@bouygues-construction.com

Résumé :
L'article traite des méthodes de justification de la stabilité des digues verticales, en particulier de la résistance au glissement du radier sur l'assise, et de la capacité portante de la fondation constituée par une assise de largeur limitée reposant elle-même sur un sol de fondation horizontal, pour laquelle les formules analytiques de portance montrent rapidement leurs limites. L'approche du PIANC, fondée sur l'analyse à la rupture de différentes cinématiques, est clairement plus appropriée au problème posé.

Abstract :
The paper deals with vertical breakwaters stability analysis methodologies, concerning slab / rubble friction, and also the more global bearing capacity, considering the actual shape of the breakwater's foundation, that is a non-infinitely wide rubble foundation installed on a horizontal seabed, for which the classical analytical bearing capacity formula are non-efficient. The PIANC method, based on limit analysis theory, is clearly more adapted to the phenomena description.

Mots-clés :
Génie côtier, Travaux maritimes, Digues verticales, Stabilité, Glissement, Portance.

1. Problématique

La stabilité d'une digue verticale consiste à s'assurer qu'elle ne glisse pas sur sa base, qu'elle ne se renverse pas et qu'elle ne poinçonne pas sa fondation. Celle-ci est généralement constituée d'une assise de forme trapézoïdale en matériaux granulaires d'angle de frottement élevé, posée sur un sol sous-jacent à peu près horizontal et de plus faible résistance au cisaillement.

Les formules usuelles de capacité portante ne sont pas réellement adaptées à cette géométrie très particulière, où la fondation est proche du talus de l'assise mais sans que ce talus soit suffisant haut pour que le sable sous-jacent ne soit pas également concerné par la résistance au poinçonnement.

D'où l'intérêt de l'approche théorique du PIANC, qui prend explicitement en compte la géométrie d'une digue verticale sur son assise.

2. Géométrie et efforts appliqués

La stabilité d'une digue verticale est généralement gouvernée par sa résistance à la crête de la plus forte vague, ou plus exactement de l'instant le plus critique en termes d'efforts concomitants (forces horizontales et verticales, moment de renversement) au cours d'une tempête représentative des conditions de projet.

Le problème peut être représenté comme suit (figure 1) :

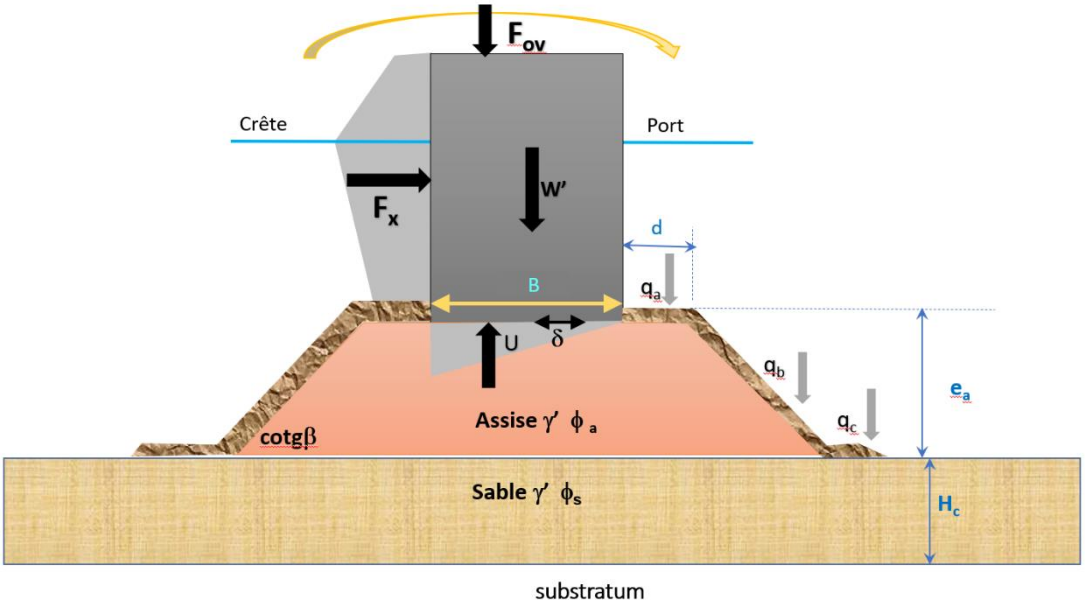

Figure 1. Caisson soumis à une crête de vague.

Un caisson de largeur B est posé sur une assise en matériau granulaire (poids volumique déjaugé γ', angle de frottement interne ϕ_a), présentant un débord d de part et d'autre du radier du caisson. L'épaisseur e_a de cette assise constitue généralement la variable d'ajustement entre le niveau du radier et le niveau du sol de fondation.

L'assise est protégée par une carapace côté port, dont le poids déjaugé surfacique est assimilable à une surcharge q éventuellement variable.

On supposera que le sol de fondation est de nature sableuse, caractérisée par un angle de frottement interne ϕ_s, et de même poids volumique déjaugé γ' pour simplifier les notations, et que ce sable règne sur une épaisseur H_c en dessous de laquelle on trouve un substratum. Cette épaisseur H_c est introduite pour être en mesure de quantifier dans un second temps l'impact d'un substratum peu profond sur la capacité portante de l'ouvrage.

Les efforts exercés sur le caisson sont :

- Le poids volumique déjaugé par mètre linéaire d'ouvrage W'
- Les efforts liés à la crête de vague, à savoir :
    - L'effort horizontal F_x ;

- La sous-pression dynamique déstabilisante U sous le radier, généralement considérée comme triangulaire ;
- La surpression stabilisante F_{ov} en crête de caisson due aux éventuels franchissements.

Dans le cas d'un caisson adossé à un remblai, le cas dimensionnant peut être le creux de la vague, combiné avec la poussée des terres (P), qui créent tous deux une force horizontale vers la mer (figure 2) :

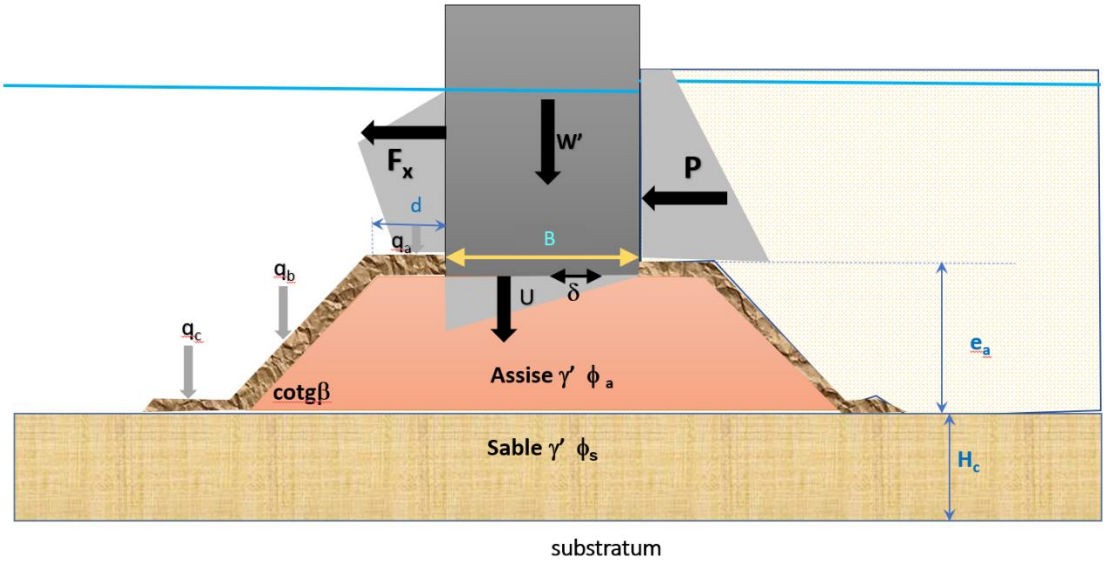

Figure 2. Caisson soumis à un creux de vague et à la poussée du remblai.

Dans ce cas, la sous-pression U sous le radier est stabilisante car elle augmente le poids apparent.

Dans chaque cas, on peut calculer les forces résultantes et les décomposer en composantes horizontale (F_x), verticale (F_z vers le bas), avec un excentrement e par rapport au centre du radier.

3. Résistance du caisson au glissement

3.1 Principe

La sécurité au glissement F_g à l'interface caisson / assise revient à vérifier la condition classique suivante, (équation 1) :

$$F_g = \mu F_z / |F_x| \quad (1)$$

Si les efforts résultent de mesures en canal à houle irrégulière, la sécurité au glissement est égale au minimum de $\mu F_z(t)/|F_x(t)|$, en écartant les pics dont la durée est nettement inférieure à la période propre du caisson sur son assise, et en corrigeant éventuellement

les valeurs de sous-pression U(t) si l'instrumentation a nécessité de créer un vide artificiel sous le radier.
Le coefficient $\mu = tg\delta$ correspond au frottement mobilisable sous le radier.

3.2 Frottement sous un radier plan

Le frottement entre un radier plan en béton et une assise en matériaux granulaires anguleux dépend a priori de la contrainte effective verticale moyenne σ'_v exercée par le caisson, de la rugosité R_a de la sous-face du radier, de l'angle de frottement ϕ du matériau d'assise et de sa granulométrie, ainsi que de la planéité de l'assise, laquelle influe sur le degré d'uniformité d'application de la charge verticale.
Le coefficient de friction a été mesuré in-situ et en laboratoire (CORFDIR, 2002). On trouve notamment des coefficients de frottement mesurés in-situ au Japon sur différents types d'assises (PIANC, 1997 ; BURCHARTH & HUGUES, 2003). Malheureusement, les essais ne sont généralement pas suffisamment documentés pour que l'on puisse dégager des tendances claires quant à l'effet de chaque paramètre.
On peut raisonnablement penser que le frottement d'interface δ est une fraction de l'angle de frottement ϕ de l'assise, la valeur limite $\delta/\phi = 1$ correspondant à des rugosités de radier R_a suffisamment élevées par rapport au diamètre médian D_{50} des grains de l'assise pour que la surface de glissement soit repoussée au sein de l'assise. On retrouve bien cette tendance sur la figure 3 suivante, où l'on a tracé δ/ϕ en fonction de R_a/D_{50} sur la base d'essais à la boîte de cisaillement entre des matériaux granulaires et divers types de parois (KNAPPETT & CRAIG, 2012) :

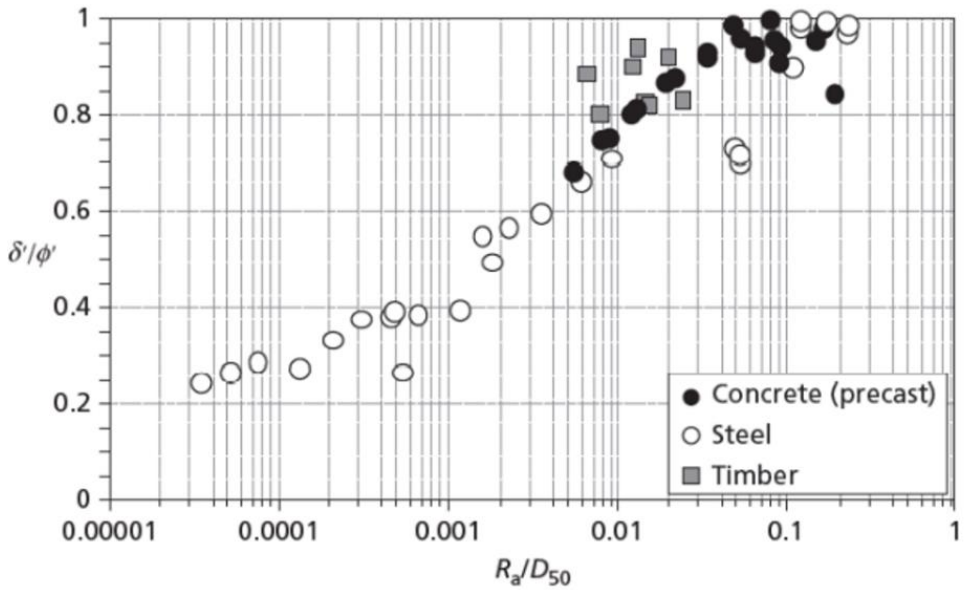

Figure 3. Frottement d'interface en fonction de la rugosité relative.

Plusieurs règlements donnent une valeur $\delta/\phi = 2/3$ pour un radier plan. Sur la base de la figure 3 précédente, cela correspondrait à une rugosité relative $R_a/D_{50} \approx 0.006$. Si l'on considère qu'un béton a une rugosité R_a de l'ordre de 0.1 mm, cela correspond à une assise ayant un D_{50} de l'ordre de 15 mm.
De récents essais de cisaillement (RUSSEL, 2020) effectués avec différents sols allant d'un sable fin ($D_{50} = 0.1$ mm) à un gravier ($D_{50} = 10$ mm), ont permis de mesurer sous différentes contraintes normales σ_n (de 100 à 300 kPa) l'angle de frottement interne ϕ et l'angle de frottement d'interface δ. Le tableau 1 suivant regroupe les résultats obtenus :

Tableau 1. Angle de frottement interne et d'interface (RUSSELL, 2020).

		contrainte normale σn		
D50 (mm)		**100 kPa**	**200 kPa**	**300 kPa**
0.2	ϕ	34	32	31.5
	δ	30	30	30
	δ/ϕ	0.88	0.94	0.95
1	ϕ	36	38	37
	δ	33	33	34
	δ/ϕ	0.92	0.87	0.92
5	ϕ	44	44	44
	δ	32	31	33
	δ/ϕ	0.73	0.70	0.75
10	ϕ	52	52	47
	δ	33	32	32
	δ/ϕ	0.63	0.62	0.68

Comme on pouvait s'y attendre au vu de la figure 3 précédente, on constate que δ/ϕ diminue avec D_{50}. Par ailleurs, ce ratio descend en dessous de la valeur de 2/3 que l'on trouve dans certains règlements : cette valeur n'est donc ni une constante ni une valeur conservative.
Par contre, il semble que la valeur usuelle $\mu = 0.6$ (soit $\delta = 31°$) soit systématiquement atteinte sauf pour les sables fins, ce qui n'est jamais le cas d'une assise de caisson.

3.3 Effet d'indentations
Si la sous-face du radier est dotée d'indentations, celles-ci peuvent soit être considérées comme une surface de rugosité R_a égale à la hauteur des indentations si celles-ci sont peu espacées l'une de l'autre, soit comme générant des butées sur leur face latérale si elles sont très espacées.

4. Modes de rupture de l'assise et du sol de fondation

4.1 Formules analytiques de capacité portante
On assimile la digue verticale à une semelle filante de largeur B et de longueur infinie. On se limite à la portance sur un sol pulvérulent, à savoir l'assise granulaire de la digue (poids volumique déjaugé γ', angle de frottement interne ϕ_a).

La contrainte de rupture sous une charge verticale F_z, excentrée d'une distance e par rapport à l'axe médian du radier, et une force horizontale $F_x = F_z \, tg\theta$, s'exprime classiquement comme suit (équations 2, 3 et 4) :

$$q_u = 0.5\gamma'(B - 2e)N_\gamma i_\gamma + qN_q i_q \tag{2}$$

$$N_q = e^{\pi tg\varphi_a} tg^2(\pi/4 + \varphi_a/2) \qquad N_\gamma = 2(N_q - 1)tg\varphi_a \tag{3}$$

$$i_q = (1 - tg\theta)^2 \qquad i_\gamma = (1 - tg\theta)^3 \tag{4}$$

La surcharge q correspond en pratique au poids déjaugé de la carapace qui protège le talus du côté où le caisson tend à être déstabilisé, à savoir côté port pour une digue classique soumise à une crête de vague, côté mer pour une digue adossée à un remblai sous l'effet du creux de la vague.

Il est à noter que l'on trouve de nombreuses autres formulations pour le terme N_γ, récapitulées notamment dans l'ouvrage de (BOWLES, 2001), parmi lesquelles :

- Meyerhof (1963) : $N_\gamma = (N_q - 1)tg(1.4\varphi)$
- Hansen (1970) : $N_\gamma = 1.5(N_q - 1)tg\varphi$
- Vesic (1975) : $N_\gamma = 2(N_q + 1)tg\varphi$
- Spangler-Handy (1982) : $N_\gamma = 1.1(N_q - 1)tg(1.3\varphi)$

On a tracé ci-dessous (figure 4) en fonction de ϕ les ratios entre les valeurs déduites de ces formules et la formule (2.2) de l'Eurocode 7. On note une assez forte dispersion selon les auteurs :

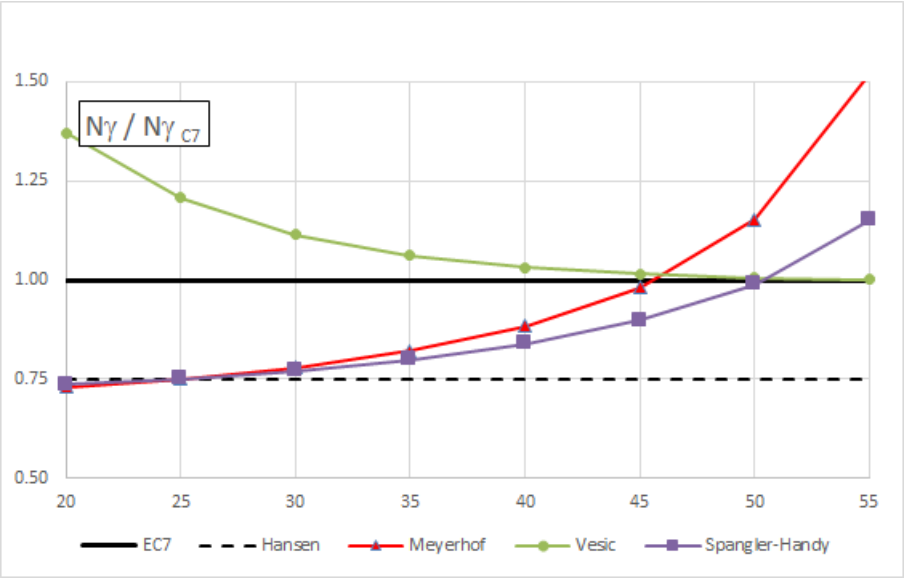

Figure 4. Facteurs N_γ en fonction de ϕ.

Les termes réducteurs d'obliquité i_q et i_γ varient également selon les auteurs, sans parler des facteurs de forme s, que nous avons omis compte-tenu de ce que nous intéressons a priori à des radiers rectangulaires de longueur L très grande devant leur largeur.
Moyennant ces commentaires sur la précision des formules de capacité portante, celle-ci est dans notre cas réduite par la proximité du talus, situé à une distance d du bord de radier généralement de l'ordre de 5 m.
L'Eurocode quantifie cette réduction de portance par le facteur suivant (équation 5) :

$$i_\beta = 1 - 0.9\, tg\beta\, (2 - tg\beta)(1 - d/8B)^2 \quad pour\ d < 8B \tag{5}$$

Cette formule a été établie sur la base d'essais en centrifugeuse (BAKIR *et al.*, 1994), qui ont consisté à mesurer l'abattement de capacité portante lié à la proximité d'un talus d'une semelle non encastrée, comme représenté ci-dessous (figure 5):

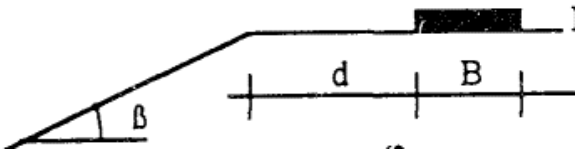

Figure 5. Géométrie des essais en centrifugeuse.

Le facteur d'abattement a été ajusté aux résultats des mesures, ce qui a conduit à la formule précédente, mais avec un facteur 6 au lieu du facteur 8 finalement adopté pour être du côté de la sécurité, à savoir, (équation 6) :

$$i_\beta = 1 - 0.9\, tg\beta\, (2 - tg\beta)(1 - d/6B)^2 \quad pour\ d < 6B \tag{6}$$

Des essais similaires avaient été menés précédemment par GEMPERLINE (1988), qui avait opté pour l'ajustement suivant (équation 7) :

$$i_\beta = 1 - 1.6[1 - (1 - tg\beta)^2]/[2 + (d/B)^2\, tg\beta] \tag{7}$$

La figure 6 suivante regroupe, pour une pente de talus classique de 3/2, les trois formules, à savoir les deux ajustements de résultats d'essais en centrifugeuse (formules (6) et (7) en pointillé) et la courbe conservative de l'Eurocode (formule (5) en trait rouge plein).

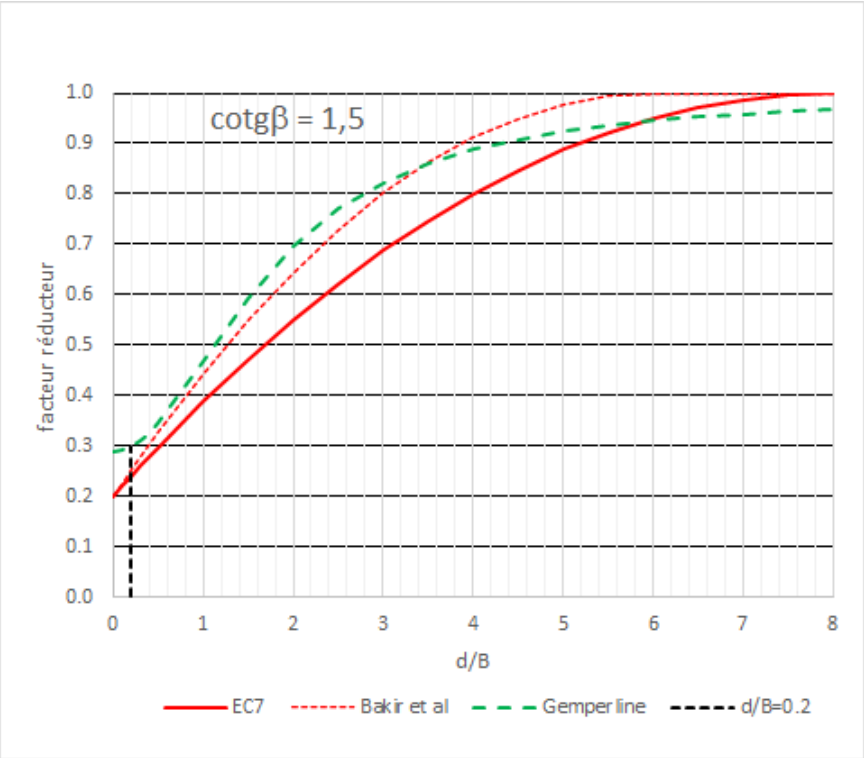

Figure 6. Facteur d'abattement de la portance en bord de talus.

On observe que les deux séries d'essais en centrifugeuse donnent des résultats relativement proches l'une de l'autre, sauf dans la gamme des ratios usuels d/B (de l'ordre de 0.2), pour lesquels les formules qui sous-tendent l'Eurocode donnent un facteur réducteur d'environ 0.25 contre 0.3 pour la formule de Gemperline. Par ailleurs, le remplacement dans l'Eurocode de l'ajustement initial en 6B par un facteur plus conservatif de 8B conduit à une sécurité de l'ordre de 1.05 à 1.1, toujours dans la gamme des ratios usuels (d/B ≈0.2).

Ces essais ont permis de visualiser les surfaces de glissement à la rupture pour différentes distances relatives au bord de talus d/B. La figure 7 suivante (BAKIR *et al.*, 1994) montre la dissymétrie croissante du mécanisme de poinçonnement lorsque d/B diminue :

Ces schémas montrent que les mécanismes de rupture intéressent une profondeur de l'ordre d'au moins 1.5B. Les formules précédentes sont donc implicitement limitées aux talus de hauteur supérieure à 1.5B voire plus. Or pour une digue à talus, l'assise a une épaisseur e_a généralement inférieure à la largeur B du radier, ce qui ne permet pas à ces mécanismes de se développer complètement, puisqu'ils intersecteraient le sol de fondation sous-jacent.

D'où l'intérêt d'une approche qui prenne en compte un talus d'épaisseur limitée reposant sur un sol de fondation horizontal.

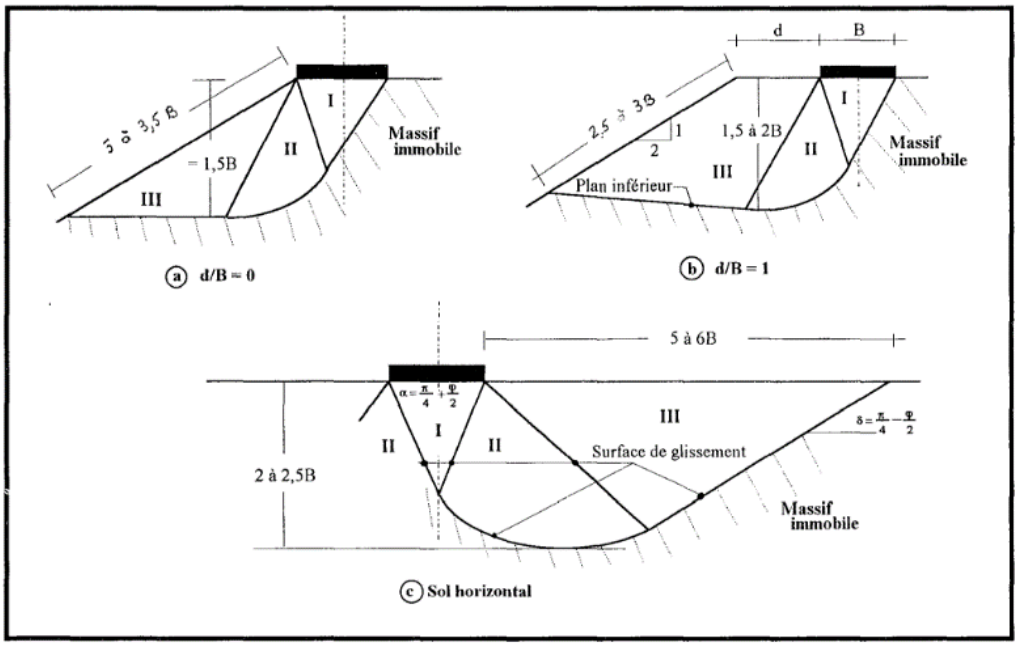

Figure 7. Schémas de rupture observés en centrifugeuse.

4.2 Modes de rupture de l'AIPCN

L'approche proposée par l'AIPCN (SORENSEN & BURCHARTH, 2012) répond à cette problématique.

Elle consiste à analyser différents modes de rupture, représentés sur la figure 8 suivante, dont certains n'intéressent que l'assise (modes 2 et 4 ci-dessous), les autres mobilisant à la fois l'assise et le sol de fondation (modes 5 et 6) ou l'interface entre l'assise et le sol de fondation (mode 3).

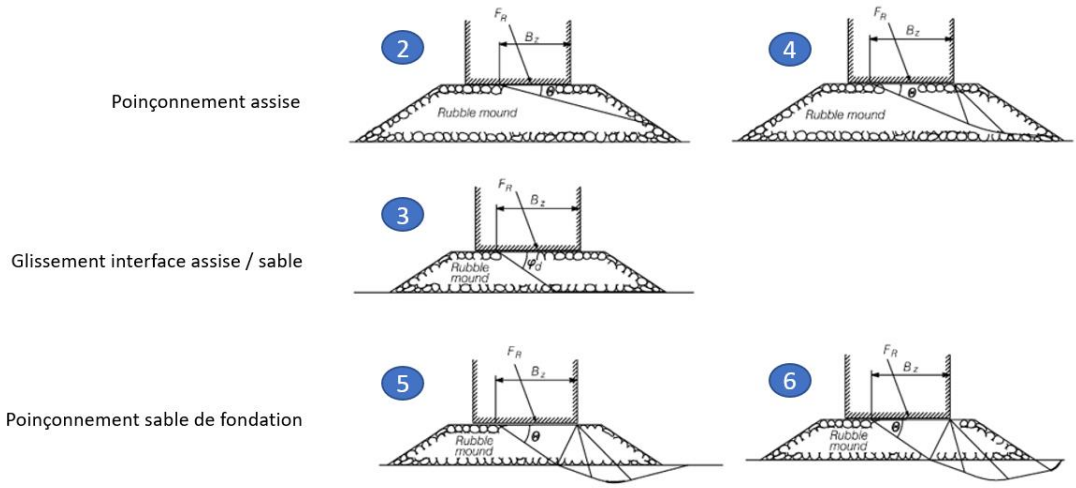

Figure 8. Mécanismes de rupture d'une assise de digue.

Pour chacune de ces familles de mécanismes, le mécanisme le plus critique est recherché parmi toutes les cinématiques possibles. Il est obtenu en minimisant le ratio entre efforts stabilisants et moteurs, moyennant une programmation des équations explicitées dans le document du PIANC.
On peut ensuite calculer un coefficient de sécurité en calculant, pour chaque mode, l'abattement Γ_ϕ sur les résistances tgϕ de l'assise et du sable sous-jacent qui conduit à l'équilibre limite entre termes résistantes et moteurs : cette définition du coefficient de sécurité est plus physique qu'un ratio entre efforts, et permet de définir les modes les plus critiques.

4.3 Etude de sensibilité

On s'attend à ce que les modes de rupture du PIANC dépendent de l'épaisseur d'assise. Plus précisément, pour des assises de faible épaisseur (e_a / B << 1.5), on peut penser que la rupture va se produire dans le sable sous-jacent, alors que pour des assises de grande hauteur le mode le plus critique sera un poinçonnement de l'assise elle-même.
La réalité est plus complexe, car la largeur relative de berme d/B joue également un rôle comme on va le voir.
Pour illustrer ce comportement, nous avons considéré la configuration suivante :

- Caisson de largeur B = 20 m
- Assise :
  - $\gamma' = 10$ kN/m^3
  - $\phi_a = 45°$
  - pente du talus cotgα = 3/2
  - épaisseur relative e_a/B et distance au bord de talus d/B variables
- Sol de fondation sableux $\phi_s = 35°$
- Chargement :
  - $F_z = \eta\ \gamma'\ B^2$ avec $\eta = 1.5$
  - $F_x = F_z.\text{tg}\theta$ avec $\theta = 25°$ (valeur choisie de manière à avoir une sécurité au glissement de l'ordre de 1.2 pour $\mu = 0.6$)
  - excentrement de la réaction sous le radier e/B = 0.1

La variation des coefficients de sécurité en fonction de d/B est donnée pour différentes épaisseurs relatives e_a/B par la figure 9 suivante :

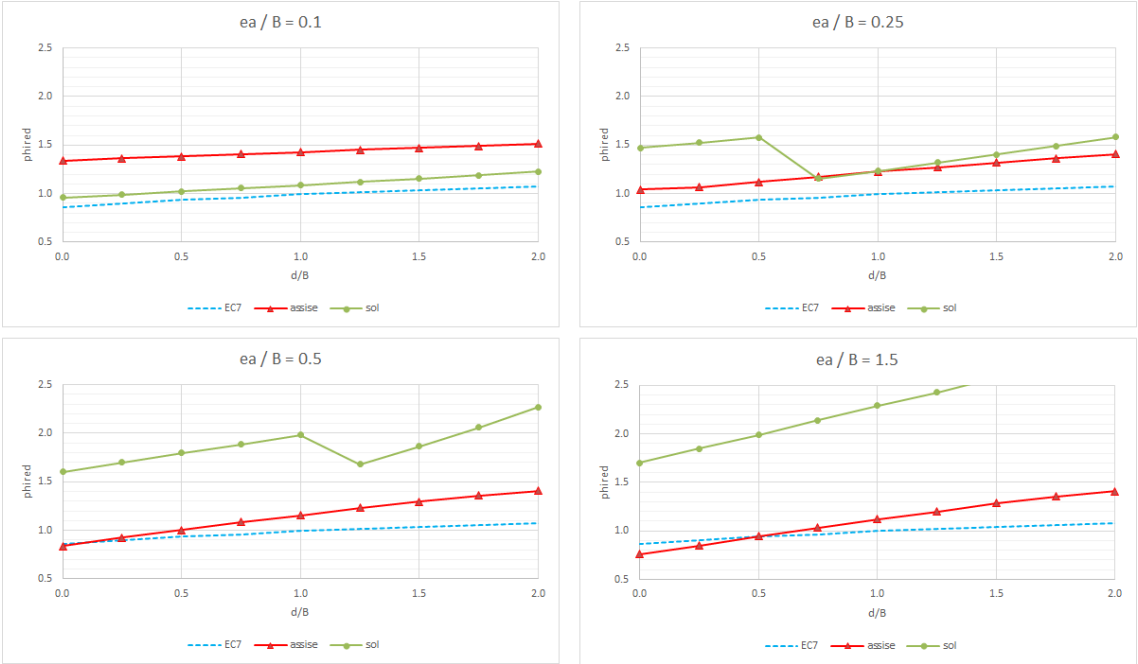

Figure 9. Coefficients de sécurité sous surcharge nulle.

Pour les très faibles épaisseurs d'assise (e_a/B = 0.1, à savoir 2 m pour B = 20 m), les mécanismes critiques concernent le sable sous-jacent. Lorsque l'épaisseur de l'assise augmente, c'est l'assise qui devient à son tour critique, le mécanisme 4 devenant prépondérant.

Pour l'épaisseur intermédiaire (e_a/B = 0.25), l'assise constitue le point faible pour les faibles largeurs de berme (d/B < 0.75), après quoi le sable sous-jacent entre en jeu (le mécanisme 5 devenant plus critique que le mécanisme 3).

La figure 10 suivante illustre l'effet d'une surcharge q = 20 kPa sur la berme et le talus. Pour l'assise de très faible épaisseur e_a/B = 0.1, la surcharge a un effet positif tant sur les mécanismes limités à l'assise que pour ceux intéressant également le sable sous-jacent. Pour l'épaisseur d'assise e_a/B = 0.25, l'effet de la surcharge : toujours favorable pour l'assise, la surcharge améliore également la stabilité en profondeur, sauf pour une largeur de berme critique d/B ≈ 0.5 :

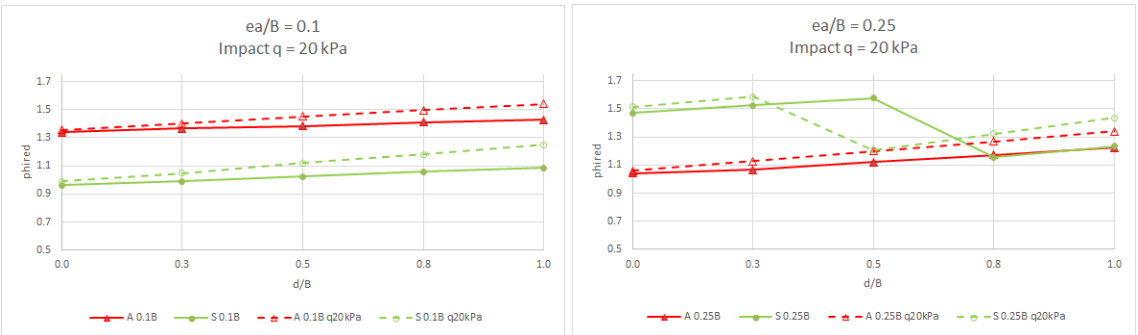

Figure 10. Effet d'une surcharge sur la berme et le talus.

4. Conclusion

La stabilité des digues demande une approche aussi physique que possible, les règlements ou recommandations ne pouvant pas couvrir la spécificité des phénomènes en jeu.

C'est le cas du frottement mobilisable sous le radier, dont on a vu qu'il ne se ramenait pas à un simple ratio du type 2/3 ϕ mais que d'autres facteurs intervenaient dont les rugosités relatives du radier et de l'assise.

On l'a vu également avec la résistance au poinçonnement, qui est difficile à approcher par de simples formules analytiques.

L'approche développée par le PIANC, fondée sur le calcul à la rupture, met en évidence des phénomènes non évidents, certains mécanismes de rupture l'emportant sur d'autres en fonction notamment de l'épaisseur relative de l'assise (e_a/B) et de la largeur de berme (d/B). La présente étude a été effectuée pour des valeurs arbitraires de l'inclinaison θ et de l'excentricité e/B de la charge, ainsi que des résistances au cisaillement ϕ_a et ϕ_s.

Moyennant un minimum de programmation, elle constitue un outil précieux pour le dimensionnement de ces ouvrages, beaucoup plus riche et rigoureux sur le plan de la physique que les formules de portance analytiques usuelles.

5. Références bibliographiques

BAKIR N.E., GARNIER J., CANEPA Y. (1994). *Études sur modèles centrifugés de la capacité portante de fondations superficielles*. Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Série Géotechnique GT59, 193 p.

BOWLES J.E. (2001). *Foundations analysis and design - Chapter 4 – Bearing capacity.* McGraw-Hill Education, 1175 p.

BURCHARTH H., HUGUES S. (2003). *Fundamentals of design.* In Coastal Engineering Manual, Vol. 6, pp. VI-5-i - VI-5-316, 332 p., Coastal Engineering Research Center.

CORFDIR A. (2002). *Conditions de frottement sous les ouvrages poids portuaires – Etude bibliographique*. Rapport CETMEF, METL, 180 p.

GEMPERLINE M.C. (1988). *Centrifugal modeling of shallow foundations*. US Department of the Interior, Bureau of reclamation, Denver, USA.

KNAPPETT, J.A. CRAIG R.F. (2012). *Soil mechanics*. CRC Press, 8th Edition, 584 p.

PIANC (1997). *Recommendations for construction of breakwaters with vertical and inclined concrete walls*. PIANC PTCII WG28 Subgroup A, appendix A.

RUSSELL K. (2020). *Design of offshore wind energy gravity based foundations*. Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, Trinity College Dublin, University of Dublin, Master thesis report, 99 p.

SORENSEN D., BURCHARTH H.F. (2003). *Static bearing capacity limit state equations for monolithic caissons and rubble mound breakwater parapet walls*. PIANC PTCII WG28 Subgroup A, appendix A.